



TAMPEREEN TEKNILLINEN YLIOPISTO
TAMPERE UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

ALEKSI LEMINEN

**LÄMPÖKUORMIEN JA BETONIN KUTISTUMISEN AIHEUTTAMI-
EN RASITUSTEN LASKENTA FEM-OHJELMILLA JA NIIDEN
VAIKUTUS BETONISEN ALLASRAKENTTEEN MITOITUKSEEN**

Diplomityö

Tarkastaja: professori Ralf Lindberg
Tarkastaja ja aihe hyväksytty
Talouden ja rakentamisen tiedekun-
taneuvoston kokouksessa 5. helmi-
kuuta 2014

TIIVISTELMÄ

TAMPEREEN TEKNILLINEN YLIOPISTO

Rakennustekniikan koulutusohjelma

LEMINEN, ALEKSI: Lämpökuormien ja betonin kutistumisen aiheuttamien rasitusten laskenta FEM-ohjelmilla ja niiden vaikutus betonisen allasrakenteen mitoitukseen

Diplomityö, 85 sivua, 58 liitesivua

Tammikuu 2015

Pääaine: Rakennesuunnittelu

Tarkastaja: professori Ralf Lindberg

Avainsanat: Lämpökuorma, kutistuma, lämpötilagradientti, lämpötilajakauma, teräsbetoniallas, pakkovoima, halkeilu, taivutusjäykkyys, viruma, Eurokoodi, ACI, FEM, Robot Structural Analysis

Tämä tutkimus keskittyy tutkimaan lämpökuormista ja kutistumisesta aiheutuvia pakkovoimia teräsbetonialtaissa. Tutkimuksen alussa käsitellään lämpökuormista aiheutuvien pakkovoimien teoriaa ja perehdytään Eurokoodin ja ACI:n esittämiin menetelmiin ja säädöksiin lämpökuormista aiheutuvien pakkovoimien huomioimiseksi suunnittelussa. Seuraavaksi tutkitaan poikkileikkaukseen kohdistuvien lämpökuormien aiheuttamia lämpötilajakaumia altaan eri rakennetyypeissä ja pyritään määrittämään niistä aiheutuvia tehollisia lämpötilagradientteja. Lisäksi tutkitaan myös halkeilun ja viruman vaikutusta poikkileikkauksen taivutusjäykkyyteen ja sitä kautta pakkovoimien suuruuteen. Tämän jälkeen perehdytään kutistumapakkovoimiin, missä keskitytään altaan pohjalaatan ja seinän kutistumaeron aiheuttamiin pakkovoimiin. Lopuksi tutkitaan pakkovoimien mallintamista FEM-ohjelmilla.

Teräsbetonirakenteita suunniteltaessa lämpökuormista ja kutistumista aiheutuvat pakkovoimat tulee ottaa mekaanisten kuormien lisäksi huomioon. Pakkovoimat aiheuttavat rakenteisiin käytännössä aina halkeilua, jonka vaikutuksesta poikkileikkausten taivutusjäykkyydet laskevat. Saatujen tulosten perusteella halkeilulla ja virumalla onkin merkittävät vaikutukset rakenteiden taivutusjäykkyyksiin ja siten myös muodostuvien pakkovoimien suuruuksiin. Betonin halkeillessa ja viruessa rakenteiden taivutusjäykkyydet laskevat. Ilman halkeilun huomioimista rakenteiden rasitukset muodostuvatkin epärealistisen kokoisiksi ja siksi raudoitusmäärät kasvavat sopimattoman suuriksi. Rakenteisiin kohdistuvien lämpötilajakaumien tutkiminen osoitti, että tehollisten lämpötilagradienttien määrittäminen on kannattavaa, koska näin saadaan selkeästi pienempiä lämpötilagradientin arvoja kuin olettamalla se konservatiivisesti pintojen välisen lämpötilaeron suuruiseksi.

Altaan pohjalaatan ja seinän kutistumaeroista aiheutuvia pakkovoimia tarkasteltaessa oleelliseksi seikaksi osoittautui kutistumaeron realistinen arvioiminen. Monista puutteistaan huolimatta Robot Structural Analysis – ohjelma osoittautui käyttökelpoiseksi työkaluksi lämpö- ja kutistumapakkovoimien analysoimisessa.

ABSTRACT

TAMPERE UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

Master's Degree Programme in Civil Engineering

LEMENINEN, ALEKSI: Modeling of thermal loads and stresses due to shrinkage with FEM calculation softwares and their effect on concrete tank designing

Master of Science Thesis, 85 pages, 58 Appendix pages

January 2015

Major: Civil Engineering

Examiner: Professor Ralf Lindberg

Keywords: Thermal load, shrinkage, thermal gradient, temperature distribution, concrete tank, restraint force, cracking, flexural stiffness, creep, Eurocode, ACI, FEM, Robot Structural Analysis

This study concentrates on examining restraint forces due to thermal loads and concrete shrinkage on reinforced concrete tanks. In the beginning, the study will go through the theory behind thermal restraint forces and take a look at the methods and norms that Eurocode and ACI present for thermal restraint forces. Then, thermal loads will be studied by examining temperature distributions on four different tank construction types and determining how big thermal gradients they cause. Also the effect of cracking and creep to the flexural stiffness will be studied. After that the study will deal with shrinkage restraint forces and finally concentrate on modeling both restraint forces with FEM calculation softwares.

When designing reinforced concrete structures, restraint forces due to thermal loads and concrete shrinkage should be taken into account along with mechanical loads. Almost always restraint forces cause concrete to crack, which has a significant impact on the flexural stiffness of the cross section. Results show that cracking and creep indeed have a significant impact on restraint forces induced by thermal loads and shrinkage. When concrete cracks and creeps, its flexural stiffness decreases. Without paying attention to concrete cracking stresses grow unrealistic and also the amount of reinforcement becomes intolerable. Examining the temperature distributions in the structures showed that it is profitable to calculate effective thermal gradients instead of using conservatively temperature difference between structure surfaces as thermal gradient. Real effective thermal gradients are significantly smaller.

Shrinkage was studied in a case where shrinkage difference between the tank slab and wall cause tensile restraint forces to the lower part of the wall. An important factor when defining restraint forces caused by shrinkage appeared to be the realistic estimation of the shrinkage difference between the slab on ground and the wall.

Despite many shortages Robot Structural Analysis software proved itself to be useful tool for calculating and analyzing restraint forces caused by thermal loads and shrinkage.

ALKUSANAT

Tämä diplomityö on tehty Pöyry Finland Oy:lle. Tutkimuksen tavoitteena oli selvittää lämpökuormista ja kutistumisesta aiheutuvia pakkovoimia teräsbetonialtaissa ja lisäksi selvittää FEM – laskentaohjelmien kelvollisuutta näiden pakkovoimien analysoimisessa.

Diplomityön tarkastajana on toiminut Tampereen teknillisen yliopiston professori Ralf Lindberg ja ohjaajana DI Pietari Junttila Pöyry Finland Oy:stä. Haluaisinkin kiittää suuresti molempia tämän diplomityön läpiviennin avustamisesta ja opastamisesta. Asiantuntevista neuvoistanne on ollut suuri apu työtä tehdessäni. Lisäksi haluan kiittää Tampereen teknillisen yliopiston projektitutkija Petteri Huttusta kärsivällisestä avustamisesta Comsol Multiphysics – ohjelman käyttämisessä ja rakennusfysikaalisiin ilmiöihin liittyvissä kysymyksissä. Tästä oli korvaamaton apu rakenteisiin muodostuvia lämpötilajakaumia selvittäessäni.

Lopuksi kiitän vielä rakkaita vanhempiani. Ilman heidän tukeaan en olisi nyt tässä tilanteessa, valmistumassa diplomi-insinööriksi. Heidän tunnollinen avustaminen ja tuki niin opiskeluissa kuin elämässä muutenkin ovat antaneet minulle hyvät eväät opiskelujen jälkeiseen elämään. Näiden kahdenkymmenen opiskeluvuoden jälkeen on ilo irrottaa katse opintokirjoista ja keskittyä välillä muihin elämässä tärkeisiin asioihin. Tämä ei kuitenkaan tarkoita sitä, että kaikki opittavissa oleva olisi nyt opittu. Päinvastoin. Tästä se oppinen vasta alkaakin kun siirtyminen työelämään on edessä. Innolla uusia haasteita odottaen eteenpäin!

Tampereella 17. joulukuuta 2014

Aleksi Leminen

SISÄLLYS

1	Johdanto.....	1
2	Betonisten allasrakenteiden suunnittelussa huomioon otettavat pakkovoimat.....	2
2.1	Lämpökuormat	2
2.2	Betonin kutistuminen.....	3
3	Betonin ja raudoituksen ominaisuudet	5
3.1	Betoni.....	5
3.2	Teräs	7
4	Teräsbetonirakenne lämpökuormien alaisena.....	9
4.1	Rakenteen käyttäytyminen lämpökuormien alaisena (teoria).....	9
4.2	Lämpökuormien huomioonottaminen suunnittelussa.....	17
4.2.1	Eurokoodi.....	17
4.2.2	ACI	24
4.3	Lämpötilagradientti rakenteen läpi.....	32
4.3.1	Ilmanvastainen betoniseinä ja nestelämpökuorma	34
4.3.2	Maanvastainen betonilaatta ja nestelämpökuorma	37
4.3.3	Maanvastainen eristetty betonilaatta ja nestelämpökuorma	38
4.3.4	Rakenteet auringonsäteilyn alaisena.....	40
4.3.5	Lämpötilajakauman käsinlaskenta.....	46
4.4	Rakenteen jäykkyyden muutos betonin halkeillessa	47
4.4.1	Kimmomoduulin ja neliömomentin vaikutus taivutusjäykkyyteen... ..	47
4.4.2	Rakenteen tehollinen taivutusjäykkyys	52
5	Kutistumisesta teräsbetonirakenteeseen aiheutuvat pakkovoimat	56
5.1	Betonin vapaa kutistuminen.....	56
5.2	Estetystä kutistumisesta aiheutuvat pakkovoimat	57
6	Pakkovoimien mallintaminen FEM-laskentaohjelmilla.....	60
6.1	Tutkimuksessa käytettävä laskentamalli ja FEM-ohjelmat	60
6.2	Altaan FEM-mallin luominen	61
6.3	Lämpökuormista aiheutuvien pakkovoimien mallintaminen.....	64
6.3.1	Modifioimaton allas + mekaaniset kuormat.....	64
6.3.2	Modifioimaton allas + mekaaniset kuormat ja lämpökuormat	66
6.3.3	Modifioitu allas + mekaaniset kuormat ja lämpökuormat	69
6.3.4	Jäykkyydsvyöhykkeiden maksimirasitukset	72
6.3.5	Altaan lämpökuormien ja rakenteen lisäoptimointi	74
6.4	Kutistumisesta aiheutuvien pakkovoimien mallintaminen.....	75
6.4.1	Modifioimaton allas + kutistumaero.....	76
6.4.2	Modifioitu allas + kutistumaero	77
6.5	FEM-ohjelmien käyttökelpoisuus pakkovoimien laskennassa	78
7	Johtopäätökset.....	81
7.1	Jatkotutkimusmahdollisuudet.....	82

KÄYTETYT MERKINNÄT

Yleiset ja Eurokoodin mukaiset merkinnät:

c	Materiaalin lämpökapasiteetti
λ	Materiaalin lämmönjohtavuus
α	Materiaalin pituuden lämpötilakerroin $1/^{\circ}\text{C}$
E_c	Betonin kimmomoduuli
E_s	Raudoitusteräksen kimmomoduuli
α_e	Raudoituksen ja betonin kimmomoduulien suhde E_s/E_c
f_{ck}	Betonin ominaispuristuslujuus
f_y	Raudoitusteräksen ominaismyötölujuus
b	Suorakulmion muotoisen poikkileikkauksen leveys
h	Suorakulmion muotoisen poikkileikkauksen korkeus
c_d	Raudoitusten nimellinen peitepaksuus
TW_1	Vetorausoitustankojen halkaisija
TW_2	Puristusraudoitustankojen halkaisija
ε	Rakenneosan venymä
σ	Poikkileikkauksessa vaikuttava jännitys tarkastelukohdassa
ΔT	Lineaarinen lämpötilagradientti $^{\circ}\text{C}$
T_i	Lämpötila sisäpuolella $^{\circ}\text{C}$
T_e	Lämpötila ulkopuolella $^{\circ}\text{C}$
v	Rakenneosan taipuma
v''	Rakenneosan käyritymä
I	Poikkileikkauksen neliömomentti
W	Poikkileikkauksen taivutusvastus
M	Taivutusmomentti
N	Normaalivoima

ACI:n mukaiset merkinnät:

TW	Vetorausoitustankojen halkaisija
TW'	Puristusraudoitustankojen halkaisija
A_s	Vetorausoituksen pinta-ala poikkileikkauksen leveydellä b
A_s'	Puristusraudoituksen pinta-ala poikkileikkauksen leveydellä b
b	Suorakaiteen muotoisen poikkileikkauksen leveys
d	Etäisyys poikkileikkauksen puristetusta pinnasta vetorausoituksen pinta-keskiöön
d'	Etäisyys poikkileikkauksen puristetusta pinnasta puristusraudoituksen pintakeskiöön
e	Sisäisen normaalivoiman N epäkeskisyys poikkileikkauksen neutraaliakselilta suorakaiteen muotoisessa poikkileikkauksessa
E_c	Betonin kimmomoduuli
E_s	Raudoitusteräksen kimmomoduuli

f_c'	Betonin puristuslujuus
f_y	Raudoitusteräksen myötölujuus
j	Veto- ja puristusraudoitusten pintakeskiöiden välisen etäisyyden suhde mittaan d
n	Kimmomoduulien suhde E_s/E_c
t	Suorakaidepoikkileikkauksen korkeus
T_m	Keskilämpötila, F
T_b	Jännityksetön alkulämpötila, F
ΔT	Lineaarinen lämpötilagradientti, F
α	Betonin lämpölaajenemiskerroin, $1/F$
ν	Betonin Poissonin luku
ρ	Suhteellinen vetoraudoitus A_s/bd
ρ'	Suhteellinen puristusraudoitus A_s'/bd
a	Rakenneosan halkeilleen pään pituus, jossa jäykkyys ja siirtokertoimet määritetään. Keskihalkeilun tapauksessa a on halkeilemattoman pään pituus, jossa jäykkyys ja siirtokertoimet määritetään.
CO_{AB}	Halkeilleen osan siirtokerroin päästä A päähän B
CO_{BA}	Halkeilleen osan siirtokerroin päästä B päähän A
CO	Halkeilleen osan siirtokerroin matkan a halkeilleesta päästä toiseen päähän
f_r	Taivutusteorian mukainen poikkileikkauksen maksimijännitys
I_{cr}	Halkeilleen poikkileikkauksen neliömomentti
I_g	Halkeilemattoman poikkileikkauksen neliömomentti
k	Poikkileikkauksen kolmion muotoisen puristusvyöhykkeen korkeuden suhde mittaan d
K_A	Halkeilleen poikkileikkauksen jäykkyys päässä A (nivel) vastakkaisen pään ollessa momenttijäykkä
K_B	Halkeilleen poikkileikkauksen jäykkyys päässä B (nivel) vastakkaisen pään ollessa momenttijäykkä
K	Halkeilleen poikkileikkauksen jäykkyys matkan a halkeilleessa päässä (nivel) vastakkaisen pään ollessa momenttijäykkä
k_s	Jäykkyyskerroin, dimensioton
L	Rakenneosan kokonaispituus
L_T	Rakenneosan halkeilleiden osuuksien yhteispituus
M_{cr}	Halkeilumomentti
M_{FE}	Lämpökuormasta ΔT tai $T_m - T_b$ aiheutuva kiinnitysmomentti matkan a halkeilleessa päässä
M	Taivutusmomentti
N	Normaalivoima
Δ	Poikittainen siirtymä rakenneosan päiden välillä, keskimääräisen lämpötilan muutoksen $T_m - T_b$ aiheuttama

f_c	Halkeilleen poikkileikkauksen lopullinen sisäisistä voimista M , N ja ΔT aiheutuva maksimipuristusjännitys
f_{CL}	Halkeilleen poikkileikkauksen sisäisistä voimista M ja N aiheutuva maksimipuristusjännitys
k_L	Poikkileikkauksen kolmion muotoisen puristusvyöhykkeen korkeuden suhde mitta d , sisäisten voimien M ja N vaikutuksesta
\bar{M}	Lopullinen voimista M ja ΔT aiheutuva sisäinen taivutusmomentti
$M_{\Delta T}$	Lämpötilagradientista ΔT aiheutuva pakkomomentti
ε_c	Lopullinen halkeilleen poikkileikkauksen maksimipuristuma
ε_{cL}	Halkeilleen poikkileikkauksen sisäisistä voimista M ja N aiheutuva maksimipuristuma
ε_{cT}	Halkeilleen poikkileikkauksen lämpötilagradientista ΔT aiheutuva maksimipuristuma
ϕ_L	Halkeilleen poikkileikkauksen sisäisistä voimista M ja N aiheutuva käyristymä
ϕ_T	Halkeilleen poikkileikkauksen käyristymä, joka vaaditaan lämpötilagradientin aiheuttaman käyristymän $\alpha\Delta T/t$ palauttamiseksi nolleen
ϕ	Halkeilleen poikkileikkauksen lopullinen käyristymä $\phi_L + \phi_T$

TERMIT JA NIIDEN MÄÄRITELMÄT

Eurokoodi	Eurooppalainen kantavien rakenteiden suunnittelustandardi, jonka on laatinut eurooppalainen standardointijärjestö CEN.
CEB	Euro-Kansainvälinen Betonivaliokunta (Comité Euro-International du Béton), joka ylläpiti betonirakenteiden mallinormia vuoteen 1998 asti. Nykyinen organisaatio on FIB (Fédération internationale du béton), joka muodostui CEB:n ja FIP:n (Fédération Internationale de la Précontrainte) yhdistyessä.
RakMK	Suomen Rakentamismääräyskokoelma
ASCE	Amerikkalainen rakennusalan insinöörien yhdistys (American Society of Civil Engineering)
ACI	Amerikkalainen betoniyhdistys ja standardeja kehittävä järjestö (American Concrete Institute)
FEM	Elementtimenetelmä (Finite Element Method)

1 JOHDANTO

Teräsbetonisia rakenteita suunniteltaessa otetaan yleensä huomioon lähinnä rakenteeseen kohdistuvat mekaaniset kuormat eli rakenteen omapaino ja ulkoiset kuormat. Sen sijaan rakenteeseen muodostuvat pakkovoimat ovat usein jääneet tarkastelun ulkopuolelle kokonaan. FEM-laskentaohjelmien yleistymisen myötä on havahduttu myös pakkovoimien aiheuttamien rasitusten analysointiin. Ongelmana on kuitenkin ollut hyvin suuriksi muodostuvat rasitukset, joiden perusteella rakenteiden raudoitusmäärät ovat voineet jopa kahdeksankertaistua [31] mekaanisten kuormien vaatimaan raudoitusmäärään verrattuna. Näin suuria raudoitusmäärien kasvua on hyvin vaikea hyväksyä taikka perustella tilaajalle. Tämän työn tarkoituksena on saada lisätietämystä teräsbetonirakenteiden käyttäytymisestä lämpökuormista ja kutistumisesta aiheutuvien pakkovoimien alaisena ja selvittää vastaavatko pakkovoimista aiheutuvat suuret rasitukset todellisuutta vai ovatko rasitukset ylisuuria ja näin ollen optimoitavissa.

Tässä tutkimuksessa tutkitaan teräsbetonisiin allasrakenteisiin lämpökuormista ja kutistumisesta aiheutuvia pakkovoimia symmetrisissä suorakaiteen muotoisissa poikkileikkauksissa ja pyritään optimoimaan niistä syntyviä rasituksia ja itse allasrakennetta. Tutkimuksessa pyritään selvittämään lämpökuormista teräsbetonipoikkileikkaukselle muodostuvien lämpötilagradienttien tehollisia arvoja, kun poikkileikkauksessa vaikuttava lämpötilajakauma on epälineaarinen. Lisäksi tutkitaan teräsbetonisten allasrakenteiden taivutusjäykkyyden muutoksia betonin halkeilun, viruman, raudoitusten ja rasituksen vaikutuksesta. Lämpökuormien tapauksessa allasrakenteille pyritään esittämään menetelmät lämpökuormien vaikutuksen alaisten rakenteiden oikeaoppiseen suunnitteluun ja mitoittamiseen. Betonin kutistumisen osalta keskitytään tutkimaan altaan pohjalaatan ja seinän välisestä kutistumaerosta aiheutuvia pakkovoimia.

Tarvittavien lämpötilagradienttien ja taivutusjäykkyyksien määrittämisen jälkeen perehdytään pakkovoimien mallintamiseen FEM-ohjelmilla ja selvitetään ovatko ne sopivia apuvälineitä pakkovoimien aiheuttamia rasituksia analysoitaessa. Samalla esitetään Robot Structural Analysis – ohjelman mukaisia allasrakenteen laskentatuloksia. Tutkimus on luonteeltaan kirjallisuustutkimus, eikä sen yhteydessä tehdä betonirakenteiden laboratoriotutkimuksia. Lämpökuormia, kutistumia ja rakenteen jäykkyyttä tutkitaan laskennallisesti. Tehollisten lämpötilagradienttien määrittämisessä käytetään apuna Comsol Multiphysics – ohjelmaa. FEM-mallintamisessa keskitytään käyttämään Robot Structural Analysis – ohjelmaa. Lisäksi tarkastellaan katsauksenomaisesti SOFiSTiK Structural Desktop – ohjelmaa selvittämällä sen valmiuksia pakkovoimalaskentaan verrattuna Robotiin.

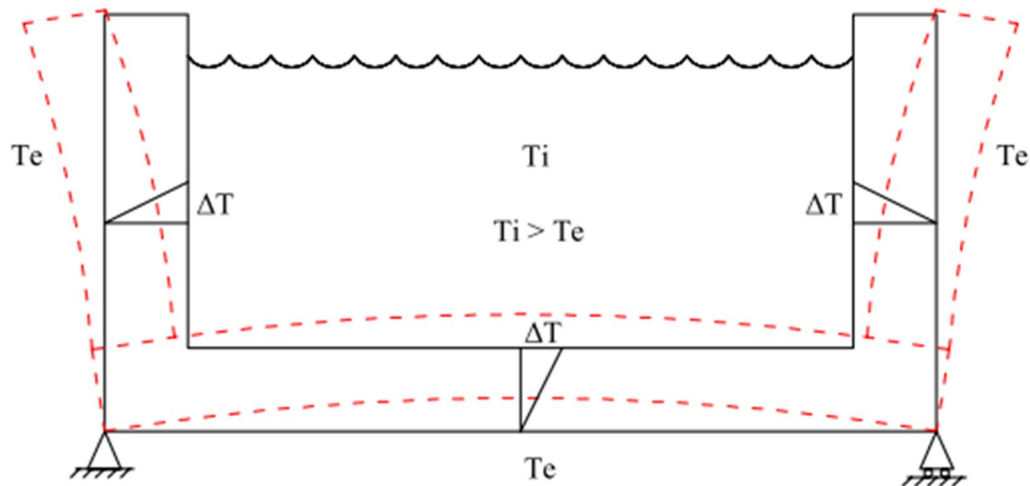
2 BETONISTEN ALLASRAKENTEIDEN SUUNNITTELUSSA HUOMIOON OTETTAVAT PAKKOVOIMAT

Teräsbetonisten allasrakenteiden suunnittelussa normaalien mekaanisten kuormien lisäksi on usein otettava huomioon erilaisia rakenteen geometrisista ominaisuuksista, käyttötarkoituksesta ja vallitsevista ympäristöoloista aiheutuvia pakkovoimia. Näiden pakkovoimien aiheuttajina ovat tavallisesti rakenteeseen kohdistuvat lämpökuormat ja betonirakenteiden kutistuminen.

Staattisesti määrätyissä rakenteissa lämpökuormien ja rakenteiden kutistumisen aiheuttamat jännitykset pääsevät purkaantumaan rakenteen muodonmuutoksien kautta, jolloin rakenteeseen ei muodostu sisäisiä jännityksiä. Sen sijaan staattisesti määräämättömissä rakenteissa muodonmuutoskyky on huomattavasti rajoitetumpaa. Kuormista aiheutuvat muodonmuutokset eivät pääse muodostumaan täysimittaisina, minkä vuoksi rakenteeseen syntyy sisäisiä jännityksiä. Nämä jännitykset voivat olla huomattavan suuria ja vaikuttaa oleellisesti rakenteen käyttäytymiseen. Siksi betonisia allasrakenteita suunniteltaessa pakkovoimia ei tule sivuuttaa.

2.1 Lämpökuormat

Rakenteeseen kohdistuvat lämpökuormat ovat kuormia, jotka aiheutuvat lämpötilakenttien muutoksista tietyllä aikavälillä. Rakenteen lämmitessä tai kylmetessä syntyy siihen muodonmuutoksia, jotka estyessään aiheuttavat rakenteeseen jännityksiä. Betonisissa allasrakenteissa yleisin ja usein myös suurin lämpökuormien aiheuttaja on sille suunniteltu käyttötarkoitus. Esimerkiksi altaaseen laskettavat ja siinä säilytettävät kuumat nesteet voivat aiheuttaa suuriakin lämpötilaeroja rakenteen eri osien välille. Ydinvoimalaitoksissa betoniset jäähdytysvesialtaat joutuvat jatkuvasti suurten lämpökuormien vaikutusten alaisiksi. Kuvassa 2.1 on esitetty periaatekuva tilanteesta, jossa kuuma neste aiheuttaa muodonmuutoksia betonialtaaseen.



Kuva 2.1. Lämpökuorman aiheuttamat muodonmuutokset staattisesti määräytyssä betoniallasrakenteessa

Ydinvoiman lisäksi myös muissa käyttökohteissa altaiden lämpökuormat voivat muodostaa merkittävän osan rakenteelle kohdistuvista rasituksista, vaikka altaassa säilytettävien aineiden lämpötilat eivät juuri poikkeaisikaan huonelämpötilasta. Talviaikaan ulkona sijaitsevilla jätevesialtaissa ja öljyvaroaltaissa lämmin vesi tai öljy voi aiheuttaa eristämättömässä altaassa suuriakin rasituksia.

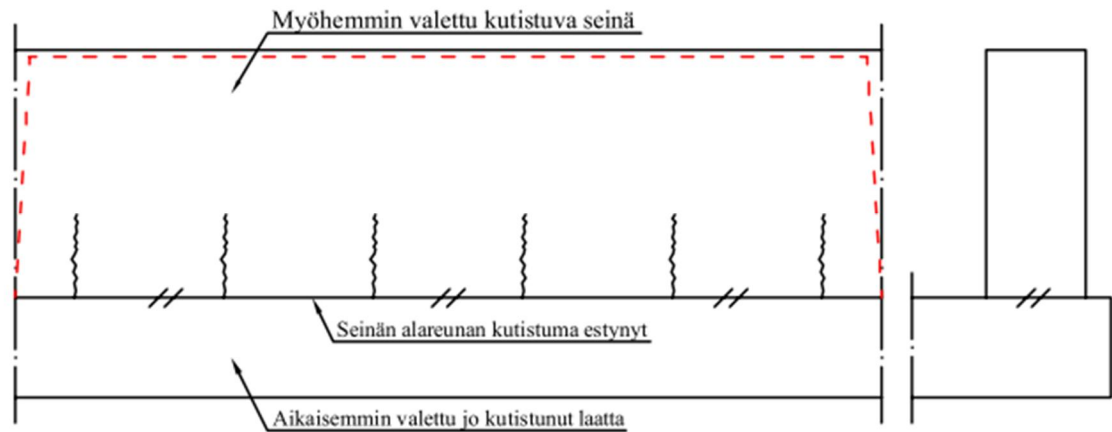
Altaan käyttötarkoituksen mukaisten lämpökuormien lisäksi lämpökuormia voivat aiheuttaa mm. ympäröivät sääolosuhteet, betonin kovettumisen yhteydessä syntyvä hydrataatiolämpö ja onnettomuustilanteiden tulipalot. Tässä tutkimuksessa lämpökuormien osalta keskitytään rakenteen käyttötarkoituksen ja tavanomaisten ympäristöolojen aiheuttamien lämpökuormien tutkimiseen. Nesteiden osalta tullaan tutkimaan tilanteita, joissa rakennetta rasitetaan shokkilämpökuormalla. Ympäristöolojen osalta otetaan huomioon auringon lämpösäteilyn ja tuulen vaikutukset rakenteen pinnalla. Näiden ilmiöiden aiheuttamia lämpötilamuutoksia rakenteessa tutkitaan tarkemmin luvussa 4, jossa esitetään mm. laskentamenetelmä lämpökuormien aiheuttamille jännityksille suorakaidepoikkileikkauksessa. Lämpökuormien FEM-mallintamista käsitellään luvussa 6.

Tulipalo edustaa hyvin poikkeuksellista kuormitustilannetta aiheuttaen lämpökuormitusten lisäksi muutoksia myös betonin ja raudoituksen ominaisuuksiin, minkä vuoksi näin suuria lämpökuormia ei tässä tutkimuksessa käsitellä. Hydrataatiolämmöstä aiheutuvat pakkovoimat muodostuvat yleensä merkitseviksi vain hyvin massiivisissa betonirakenteissa ja niitä pystytään hallitsemaan betonin oikeanlaisella jälkihoidolla. Tästä syystä myös hydrataatiolämmöstä aiheutuvat pakkovoimat sivuutetaan tässä tutkimuksessa.

2.2 Betonin kutistuminen

Betonin kutistumisesta aiheutuvat pakkovoimat ovat allasrakenteissa hyvin yleisiä ja jopa mahdottomia välttää. Betonin kutistuminen ei itsessään välttämättä aiheuta rakenteeseen pakkovoimia, jos eri rakenneosat pääsevät kutistumaan toisiinsa nähden saman

verran. Pakkovoimia alkaa muodostua, mikäli kutistumat estyvät. Tällaisia tilanteita voivat olla esimerkiksi altaan pohjalaatan valu maata vasten, jolloin laatan ja alla olevan maan välinen kitka estää laatan vapaan kutistumisen. Tällöin laattaan syntyy kutistumissuunnan mukaisia vetojännityksiä.



Kuva 2.2. Betonialtaan pohjalaatan ja seinän väliset kutistumiserot

Toinen tärkeä ja tässäkin tutkimuksessa tarkemmin käsiteltävä kutistumispakkovoimien aiheuttaja on altaan eri osien valuajankohdista johtuvat kutistumaerot rakenneosien välillä. Betonialtaita rakennettaessa ensimmäiseksi valetaan pohjalaatta, joka jälkikohdetaan asianmukaisesti. Laatan saavutettua suunnittelulujuutensa voidaan sen päälle alkaa valaa seiniä. Tässä vaiheessa laatan kutistuminen on jo osittain ehtinyt tapahtua, eikä se enää kutistu samaa tahtia päälle valetun seinän kanssa. Vasta valettu seinä on ankkuroitu raudoituksin kiinni pohjalaattaan, minkä vuoksi laatta estää seinän alareunan vapaan kutistumisen. Koska betonin vetolujuus on vain noin kymmenesosa puristuslujuudesta, aiheuttavat kutistumispakkovoimat käytännössä aina seinän alareunaan pystysuuntaista halkeilua. Seinän estetystä kutistumisesta johtuva halkeilu on esitetty kuvassa 2.2.

Altaiden vedenpitävyysvaatimusten vuoksi seinien alareunat on raudoitettava vastaamaan syntyneitä pakkovoimien aiheuttamia jännityksiä, jotta halkeamat eivät kasvaisi liian suuriksi. Näiden pakkovoimien käsinlaskentaan perehdytään luvussa 5, jossa esitetään laskentatapa kutistumiseroista aiheutuville jännityksille. Luvussa 6 käsitellään betonin kutistumisesta aiheutuvien pakkovoimien mallintamista FEM-ohjelmilla.

3 BETONIN JA RAUDOITUKSEN OMAISUUKSET

3.1 Betoni

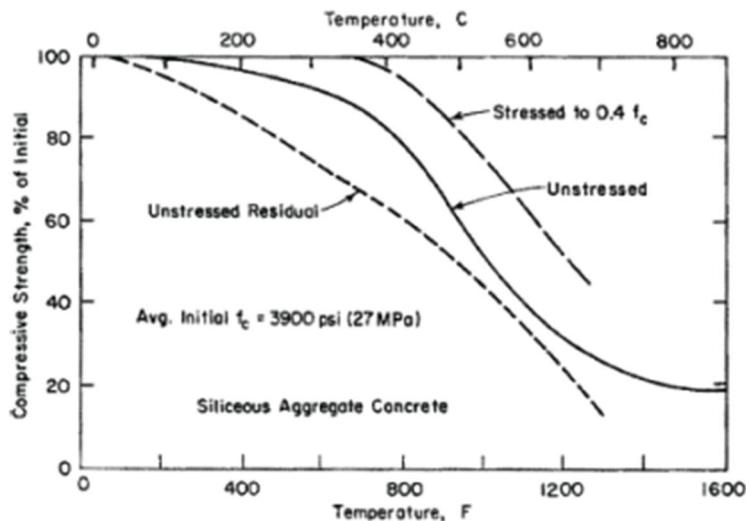
Betoni on rakenteeltaan heterogeeninen materiaali, joka koostuu runkoaineesta, sementistä, vedestä ja mahdollisista lisäaineista. Betonin lujuusominaisuudet muodostuvat sementin ja veden välisissä hydrataatioreaktioissa sitoen näin runkoaineen yhteen. Betoni voidaan rakenteen ja muidenkin ominaisuuksiensa perusteella määrittellä kivilajiksi. Lujuusominaisuuksiltaan betoni on kaksijakoista. Se omaa yleensä suuren puristuslujuuden vetolujuuden ollessa kuitenkin vain noin kymmenesosa puristuslujuudesta. Tästä syystä betonin voidaankin sanoa olevan luonteeltaan kimmoplastinen materiaali. Rasituksen alaisena betoni toimii kimmoisesti ennen ensimmäisten halkeamien muodostumista. Vetolujuuden ylittyessä betoniin alkaa muodostua halkeamia ja betoni menettää kimmoisuutensa ja alkaa käyttäytyä plastisesti. Betonin kimmoplastisen käyttäytymisen vuoksi betonissa käytetään raudoitusta, jonka avulla betonirakenteen jäykkyyttä ja kuormankantokykyä voidaan pitää yllä betonin vetolujuuden ylittyessä. Teräsbetonirakenteen halkeilu on merkittävässä osassa rakenteeseen kohdistuvia pakkovoimia tutkitessa, sillä se vaikuttaa suuresti rakenteen jäykkyyteen ja sitä kautta rakenteeseen muodostuviin rasituksiin. Itse halkeilun muodostumiseen ja mekanismeihin ei tässä tutkimuksessa perehdytä. Tarkempaa tietoa tästä löytyy mm. tutkimuksesta ”Vedetyn ja taivutetun betonirakenteen halkeilu ja halkeamaleveyden mitoitus EC2:n mukaan”. Teräsbetonirakenteen jäykkyyden laskenta käsitellään seikkaperäisesti luvussa 4. [8]

Tässä tutkimuksessa käsiteltävien pakkovoimien tutkimisessa tärkeitä betonin ominaisuuksia ovat betonin lujuus, lämpökapasiteetti, lämmönjohtavuus, pituuden lämpötilakerroin ja kutistuminen. Lujuus vaikuttaa oleellisesti rakenteeseen syntyvien jännitysten suuruuteen ennen betonin halkeilua. Myöhemmin tutkimuksessa tullaan havaitsemaan, että juuri halkeilua edeltävät jännitykset ovat pakkovoimien tapauksessa merkittäviä. Lämpökapasiteetti puolestaan määrittää kuinka paljon energiaa tarvitaan tietyn lämpötilamuutoksen aikaansaamiseksi betonissa. Tietoa betonin lämmönjohtavuudesta tarvitaan rakenteen pintojen välisestä lämpötilaerosta aiheutuvan lämpötilajakauman muotoa selvitettäessä. Pituuden lämpötilakerroin määrää rakenteen lämpenemisen aiheuttamien muodonmuutosten suuruuden. Edellä esitettyihin betonin ominaisuuksiin liittyvät vakioarvot löytyvät taulukosta 3.1.

Taulukko 3.1. Betonin ominaisuudet [2]

Lämpökapasiteetti	c	1000 J/kg°C
Lämmönjohtavuus	λ	2,3 W/m°C
Pituuden lämpötilakerroin	α	$1 \times 10^{-5} 1/^\circ\text{C}$
Tiheys	ρ	2300 kg/m ³
Suppeusluku	ν	0,2

Lämpökuormista aiheutuvia pakkovoimia tutkittaessa on otettava huomioon rakenteen muuttuvan lämpötilan aiheuttamat muutokset betonin ominaisuuksissa. Betonin puristuslujuuteen korkeissa lämpötiloissa vaikuttavat suuresti kiviaines ja rakenteeseen kohdistuva puristusjännitys. Lämpötilan kasvaessa rasittamattoman betonin puristuslujuus alkaa laskea rasiitettua betonia aikaisemmin. Puristuslujuuden muutosta lämpötilan funktiona on tutkinut esimerkiksi Abrams (1971). Hänen tutkimuksensa osoittavat, että kiviaineesta riippuen rasittamattoman betonin puristuslujuus voi alkaa laskea jo alle 100 °C lämpötilassa. Kuitenkin tällöin lujuuden lasku on vielä maltillista ollen noin 1-5 %. Sen sijaan esimerkiksi $0,4f_{ck}$ puristuskuormitettu betoni voi säilyttää alkuperäisen puristuslujuutensa jopa yli 200 °C lämpötilassa. Tätä suuremmissa lämpötiloissa betonin puristuslujuuden pieneneminen ei kuitenkaan ole yksiselitteistä. Lämpötilavälillä 200–400 °C betonin puristuslujuus voi jopa nousta ennen kuin se aloittaa taas laskemisen. Yksinkertaistaen voidaan kuitenkin todeta, että betonin puristuslujuus laskee lämpötilan kasvaessa. Betonin puristuslujuuden muutosta lämpötilan funktiona on esitetty kuvassa 3.1. [9, s.8-22]

**Kuva 3.1.** Betonin (silikaattipitoinen kiviaines) puristuslujuuden muutos lämpötilan funktiona [12, s.18]

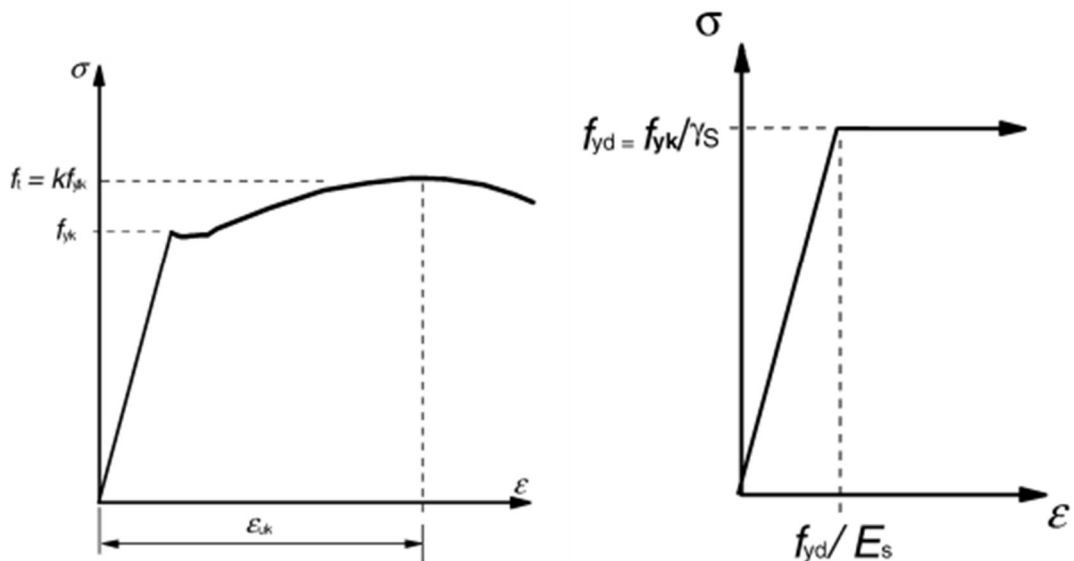
Betonin lujuuden lämpötilariippuvuuden tutkimusten suuren määrän ja tulosten hajonnan vuoksi ei ole helppoa määrittää, mistä lämpötilasta alkaen betonin lujuuden heikkeneminen tulisi ottaa suunnittelussa huomioon. Esimerkiksi Eurokoodi, ASCE ja ACI-normi ovat kuitenkin tehneet tuloksista omat johtopäätöksensä. Eurokoodin,

RakMK:n ja ASCE:n mukaan rakenteen lämpötilan pysyessä alle 100 °C betonin lujuus ei muutu. Sen sijaan ACI-normin tulkinta perustuu suoraan Abramsin (1971) tekemiin tutkimuksiin ja sen mukaan betonin puristuslujuuden aleneminen alkaa kuormitusolosuhteista ja kiviaineksesta riippuen jo ennen 100 °C lämpötilaa. Myös vetolujuuden ja kimmomoduulin muuttumista lämpötilan funktiona on tutkittu ja myös ne pienenevät lämpötilan kasvaessa. Eurokoodin mukaan vetolujuus ei pienene lämpötilan ollessa alle 100 °C ellei tarkempia tietoja ole saatavilla. Betonin kimmokertoimen osalta Eurokoodi ei esitä lämpötilariippuvuutta, mutta esimerkiksi CEB:n suosituksista riippuvuus kimmomoduulin ja lämpötilan välille löytyy. Sen mukaan 100 °C lämpötilassa betonin kimmomoduuli arvo on laskenut noin 25 %. [3] [11] [12]

Koska tämän tutkimuksen tavoitteena on selvittää lämpökuormien ja kutistumisen vaikutusta teräsbetonirakenteissa, rajoitutaan yksinkertaisuuden vuoksi lämpötiloihin, jotka eivät alenna betonin lujuutta. Näin ollen lämpökuormissa pysytään alle 100 °C lämpötiloissa. Kimmomoduulin osalta näyttäisi siltä, että pienennyksiä tulisi tehdä. Kuitenkin tässä tutkimuksessa oletetaan kimmomoduulin olevan vakio, kun lämpötila pysyy alle 100 °C.

3.2 Teräs

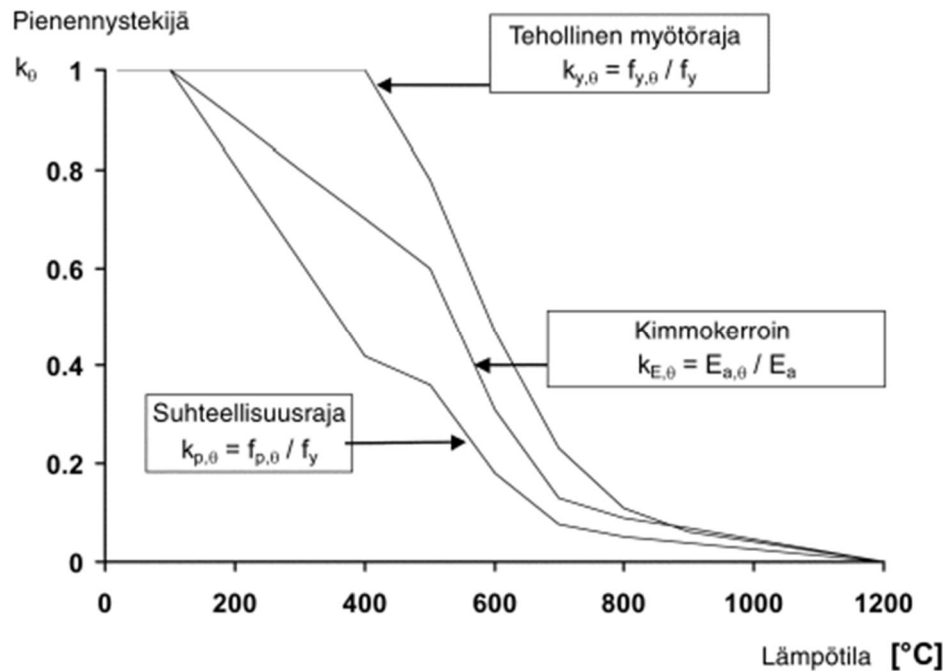
Teräs on betonista poiketen rakenteeltaan homogeeninen materiaali, joka käyttäytyy sekä vedossa, että puristuksessa samalla tavoin. Teräs käyttäytyy kimmoisesti noin 0,2 % venymään asti, minkä jälkeen se alkaa myötää. Ensimmäisen myötäämisvaiheen jälkeen teräs alkaa kuitenkin myötölujittua ja kykenee keräämään vielä lisää kuormaa ennen kuin murtoraja ylittyy. Teräksen jännityksen ja venymän yhteys on esitetty kuvassa 3.2.



Kuva 3.2. Betoniteräksen todellinen ja mitoituksessa käytettävä jännitys-venymäkuvaaja [2, s.39 ja s.41]

Mitoitustilanteessa teräksen jännitys-venymäkäyttäytymistä kuitenkin idealisoidaan kuvan 3.2. esittämällä tavalla, jolloin teräksen myötölujittumista ei oteta huomioon.

Betonin tavoin myös teräksen ominaisuudet ovat riippuvaisia lämpötilasta. Eurokoodin mukaan teräksen ominaisuudet eivät vielä muutu alle 100 °C lämpötiloissa, joten edellisessä kappaleessa esitetty raja-alue lämpökuormien suuruudelle on sopiva myös betoniteräksille. Kuvassa 3.3. on esitetty teräksen myötörajan, suhteellisuusrajan ja kimmokerroin lämpötilan funktiona. [10]



Kuva 3.3. Hiiliteräksen materiaaliomaisuudet lämpötilan funktiona [7, s.22]

Tässä tutkimuksessa teräkselle käytetään taulukon 3.2. mukaisia lujuusarvoja. Teräksen pituuden lämpötilakerroin poikkeaa betonin pituuden lämpötilakertoimesta, mutta laskettaessa rakenteiden jäykkyyksiä ja lämpökuomista aiheutuvia muodonmuutoksia ja jännityksiä luvuissa 4-6, oletetaan teräksen pituuden lämpötilakerroin yhtä suureksi kuin betonin.

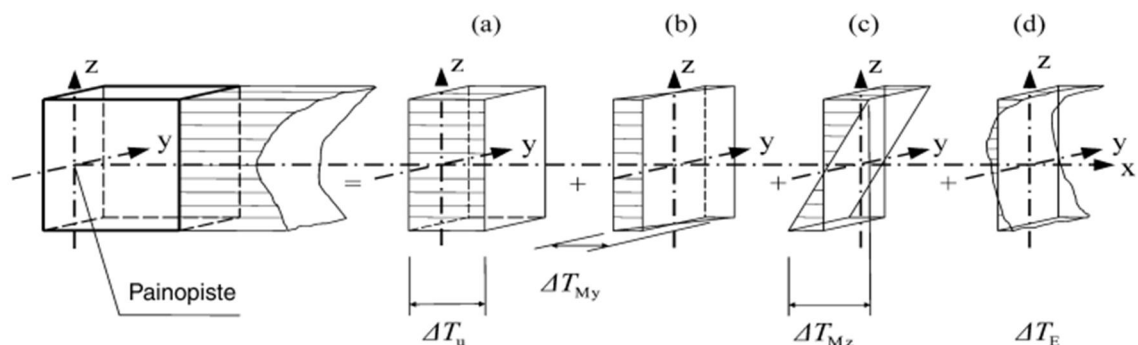
Taulukko 3.2. Tutkimuksessa käytettävän betoniteräksen ominaisuudet

Myötölujuus	f_y	500MPa
Kimmomoduuli	E_s	200 GPa
Pituuden lämpötilakerroin	α	$1 \times 10^{-5} 1/^{\circ}\text{C}$

4 TERÄSBETONIRAKENNE LÄMPÖKUORMIEN ALAISENA

4.1 Rakenteen käyttäytyminen lämpökuormien alaisena (teoria)

Lämpökuorman yksittäiseen rakenteeseen aiheuttama lämpötilajakauma voidaan jakaa neljään peruskomponenttiin kuvan 4.1 mukaisesti: keskilämpötilan muutokseen ΔT_u , lineaarisesti jakaantuneisiin lämpötilaeroihin ΔT_{Mz} ja ΔT_{My} akseleiden z-z ja y-y ympäri sekä epälineaarisesti jakaantuneeseen lämpötilaeroon ΔT_E . Nämä komponentit yhdessä muodostavat poikkileikkauksen lopullisen lämpötilajakauman. Lämpökuorman aiheuttajasta riippuen rakenteeseen voi kohdistua kaikki neljä tai vain osa lämpötilajakauman komponenteista. Tutkitaan seuraavaksi millaisia muodonmuutoksia ja jännityksiä kukin komponentti saavat aikaan yksiaukkoisessa suorakaiteen muotoisessa palkissa. [5, s.24]



Kuva 4.1. Lämpötilajakauman peruskomponentit [5, s.24]

Lämpökuormien rasittamaan betonirakenteeseen pyrkii aina syntymään muodonmuutoksia, jotka ovat suoraan verrannollisia rakenteen poikkileikkaukseen vaikuttavaan lämpötilaeroon ΔT ja kullekin materiaalille ominaiseen pituuden lämpötilakertoimeen α . Muodonmuutokselle (venymälle) saadaan näin seuraavanlainen kaava:

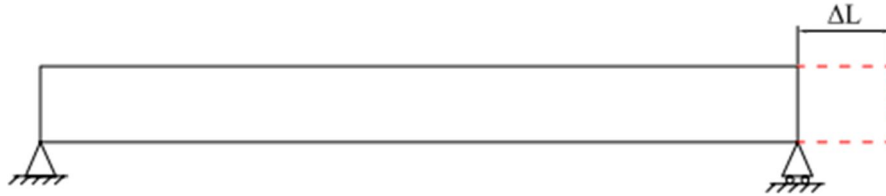
$$\varepsilon = \alpha * \Delta T \quad (4.1) \text{ [14, s.139]}$$

Mikäli muodonmuutokset pääsevät syntymään vapaasti täysisuuruisina, ei rakenteeseen synny jännityksiä. Tällaiset staattisesti määrätty rakenteet ovat kuitenkin melko harvinaisia ja useimmiten rakenteen muodonmuutoskyky lämpökuormien alaisena on

rajallinen. Kun lämpökuorman pakottama muodonmuutos estyy, syntyy rakenteeseen Hooken lain (kaava 4.2) mukaisesti jännitys σ .

$$\sigma = E * \varepsilon \quad (4.2) \text{ [15, s.38]}$$

Tasainen keskilämpötilan muutos ΔT_u aiheuttaa staattisesti määrättyyn rakenteeseen tasaista venymää tai kutistumaa riippuen lämpötilan muutoksen suunnasta. Tätä muutosta on havainnollistettu yksiaukkoisen palkin venymällä kuvassa 4.2.

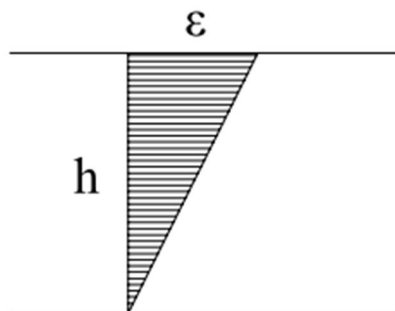


Kuva 4.2. Tasaisen keskilämpötilan muutoksen aiheuttama muodonmuutos

Mikäli tasaisen keskilämpötilan muutoksen vaatima muodonmuutos estyy, syntyy rakenteelle tasainen puristus- tai vetojännitys. Syntyvän jännityksen suuruus voidaan määrittää laskemalla ensin vapaan muodonmuutoksen suuruus kaavalla 4.1 ja määrittämällä sitten tarvittava voima, joka kykenee palauttamaan rakenteen alkuperäiseen muotoonsa. Yhdistämällä kaavat 4.1 ja 4.2 voidaan syntyvästä yhtälöstä ratkaista rakenteeseen syntyvä jännitys ja edelleen syntyvä pakkovoima, kun poikkileikkauksen pinta-ala A tiedetään.

$$N = \alpha * \Delta T * E * A \quad (4.3)$$

Lineaarisesti jakaantuneen lämpötilajakauman vaikuttaessa rakenteeseen sen lämpevä pinta venyy ja jäähtyvä pinta kutistuu. Tästä syystä rakenne käyristyy ja aiheuttaa taipuman v . Tutkitaan yksinkertaisuuden vuoksi edelleen samaa yksiaukkoista suora-kaidepalkkia, johon oletetaan vaikuttavan lineaarinen lämpötilagradientti. Lämpökuorma aiheuttaa palkille kuvan 4.3 mukaisen venymän.



Kuva 4.3. Lineaarisen lämpötilagradientin palkille aiheuttama venymä

Kun muodonmuutosten oletetaan pysyvän pieninä, voidaan taipuman toinen derivaatta eli käyristymä v'' ilmaista palkin korkeuden h ja venymän ε avulla seuraavasti:

$$v'' = \frac{\varepsilon}{h} = \frac{\alpha * \Delta T}{h} \quad (4.4) [16, s.232]$$

Lämpökuorman aiheuttama palkin maksimitaipuman taas tiedetään olevan

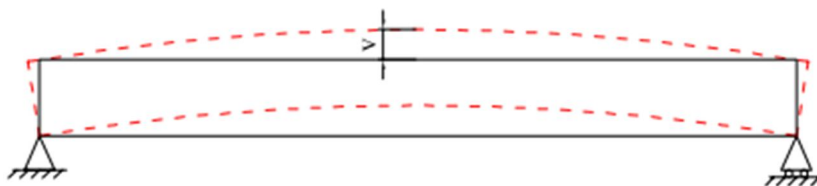
$$v = k * v'' * L^2 = k * \frac{\varepsilon}{h} * L^2 \quad (4.5) [16, s.232]$$

jossa k on palkin tuennasta ja jatkuvuudesta riippuva kerroin ja L palkin jännevälin pituus. k -kerroimen arvoja eri tuentatapauksille on esitetty taulukossa 4.1.

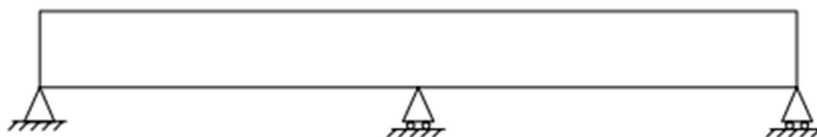
Taulukko 4.1. Palkin tuennan ja jatkuvuuden huomioon ottava k -kerroin [16, s.232]

Tuentatyyppi	k -kerroin
Yksiaukkoinen nivelellisesti molemmista päistään tuettu palkki	0,125
Ulokepalkki	0,500
Jäykästi molemmista päistä tuettu palkki / jatkuvan palkin keskikenttä	0,065
Jatkuvan palkin reunimmainen kenttä	0,090

Lineaarisen lämpötilakuorman aiheuttama taipuma on muodoltaan pallokaari, jonka kaarevuus on vakio. Kaavan 4.5 oikeellisuus voidaan todistaa esimerkiksi yksiaukkoisen palkin tapauksessa korvaamalla lämpötilakuorma palkin päiden vakiomomenteilla. Tällainen kuormitustapaus antaa samanlaisen taipumamuodon. Yksiaukkoisen palkin tapauksessa taipuma saa kuvan 4.4 mukaisen muodon.



Kuva 4.4. Lineaarisesti jakautuneen lämpötilajakauman aiheuttama taipuma



Kuva 4.5. Kaksiaukkoinen palkki

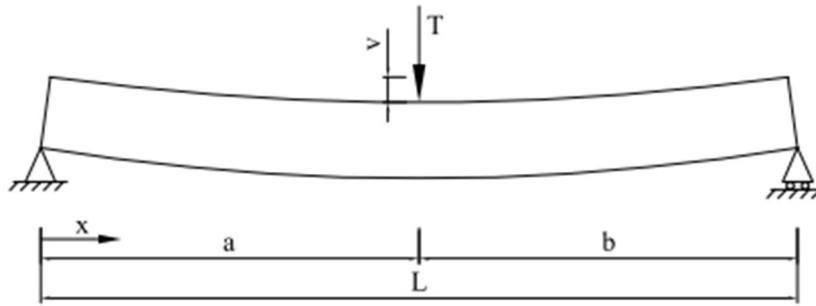
Lineaarisen lämpötilagradientin aiheuttamia pakkovoimia voidaan havainnollistaa muuttamalla kuvan 4.4 mukainen palkki kaksiaukkoiseksi (kuva 4.5) lisäämällä jännevälin puoliväliin tuki, joka estää taipuman v muodostumisen. Tällöin lämpökuorman

aiheuttama keskituen tukireaktio voidaan selvittää samaa analogiaa käyttäen kuin tasaisen keskilämpötilan muutoksen tapauksessa. Selvitään voima T , joka aiheuttaa saman-suuruisen mutta erisuuntaisen taipuman kuin lämpökuorman aiheuttama taipuma (kuva 4.6). Pistevoiman kuormittaman yksiaukkoisen palkin taipuman tiedetään olevan seuraavaa muotoa:

$$v(x) = \frac{T}{6LEI} [ab(L + b)x - bx^3 + L(x - a)^3] \quad (4.6) \text{ [15, s.211]}$$

, josta edelleen saadaan palkin taipuma jännevälin puolivälissä

$$v\left(\frac{1}{2}L\right) = \frac{TL^3}{48EI} \quad (4.7)$$



Kuva 4.6. Pistevoiman aiheuttama taipuma yksiaukkoiselle palkille

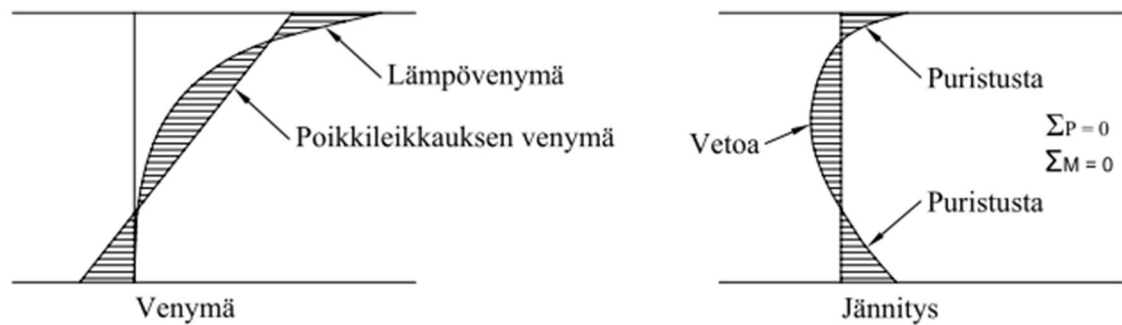
Merkitsemällä kaavat 4.5 ja 4.7 yhtä suuriksi voidaan saadusta yhtälöstä ratkaista keskimmäisen tuen lämpökuormasta aiheutuva tukireaktio T .

$$T = \frac{\varepsilon LEI}{6h} = \frac{\alpha \Delta T L E I}{6h} \quad (4.8)$$

Lämpökuormasta aiheutuva pakkovoima aiheuttaa siis palkkiin T :n suuruisen leikkausvoiman ja taivutusmomentin $M = TL/4$.

Muista lämpötilajakauman komponenteista poiketen epälineaarisesti jakautunut lämpötilagradientti ΔT_E aiheuttaa sisäisiä jännityksiä myös staattisesti määrättyyn rakenteeseen. Lämpötilakomponentit voidaankin edelleen jakaa kahteen eri ryhmään sen mukaan mikä jännityksiä aiheuttaa. Kolme ensimmäistä edellä jo esiteltyä komponenttia (ΔT_u , ΔT_{MZ} ja ΔT_{MY}) muodostavat ns. jatkuvuusjännitykset, jotka aiheutuvat nimensä mukaisesti rakenteen jatkuvuudesta ja sen aiheuttamasta rajallisesta muodonmuutoskyvystä. Epälineaarisen lämpögradientin aiheuttamia pakkovoimia kutsutaan sitä vastoin primäärisiksi lämpöjännityksiksi. Primääristen lämpöjännityksien muodostumisen syyinä on Bernoullin hypoteesin ja kaavan 4.1 yhteensopimattomuus. Bernoullin hypoteesin mukaan palkin poikkileikkaus säilyy taivutuksessa tasona, joka on kohtisuorassa palkin pituussäikeitä vastaan. Epälineaarinen lämpötilagradientti pyrkii kuitenkin taivuttamaan

palkin poikkileikkausta Bernoullin hypoteesin vastaisesti, minkä vuoksi poikkileikkaukseen syntyy sekä veto- että puristusjännityksiä kuvan 4.7 mukaisesti. [17]

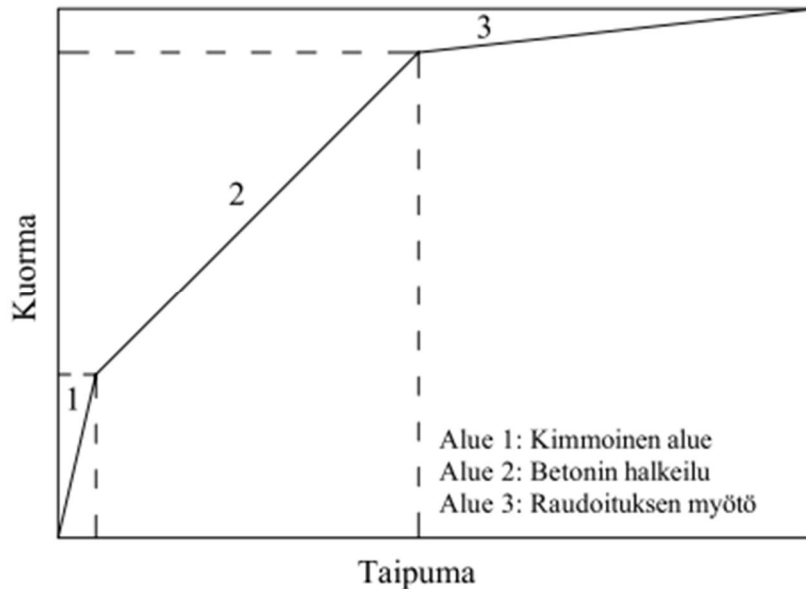


Kuva 4.7. Epälineaarisen lämpötilagradientin poikkileikkaukseen aiheuttama venymä ϵ ja jännitys σ

Yllä olevassa kuvassa lämpötilagradientin aiheuttamaa teoreettista taipumamuotoa kutsutaan lämpövenymäksi. Samassa kuvassa on esitetty myös poikkileikkauksen todellinen venymä, joka on Bernoullin hypoteesin mukaisesti lineaarinen. Lämpövenymän ylittäessä poikkileikkauksen todellisen venymän syntyy poikkileikkauksen näille alueille puristusjännityksiä ja vastaavasti lämpövenymän ollessa todellista venymää pienempi syntyy poikkileikkaukseen vetojännityksiä.

Primääriset lämpöjännitykset ovat aina itsensä tasapainottavia rakenteen sisäisiä jännityksiä, joten ne eivät aiheuta rakenteeseen ulkoisia rasituksia. Tämän vuoksi epälineaarinen kokonaislämpötilajakauma pyritään aina jakamaan lineaariseen ja epälineaariseen osaan. Saadun lineaarisen osan avulla muodostetaan rakenteeseen vaikuttava lämpötilaero ΔT , jota käytetään lopullisena lämpötilakuormana rakenteelle. Vaikka primääriset lämpöjännitykset eivät aiheutakaan rakenteelle ulkoisia jännityksiä, se ei tarkoita sitä että ne olisivat merkityksettömiä. Lämpötilagradientin ollessa vahvasti epälineaarinen voivat rakenteeseen syntyvät sisäiset jännitykset aiheuttaa rakenteeseen sisäistä halkeilua pienentäen rakenteen jäykkyyttä. Teräsbetonisen suorakaidepoikkileikkauksen jäykkyyttä lämpökuormien alaisena tutkitaan kappaleessa 4.4.

Edellä esitetyissä pakkovoimien syntyä esittelevissä esimerkeissä betonirakenteen on oletettu toimivan kimmoisesti ja poikkileikkauksen jäykkyyden pysyvän vakiona. Todellisuudessa teräsbetonirakenne käyttäytyy lineaarisesti vain hyvin pienellä alueella. Vedetyn teräsbetonirakenteen käyttäytymistä kuvaakin paremmin kuvan 4.8 mukainen kolmivaiheinen käyttäytyminen.



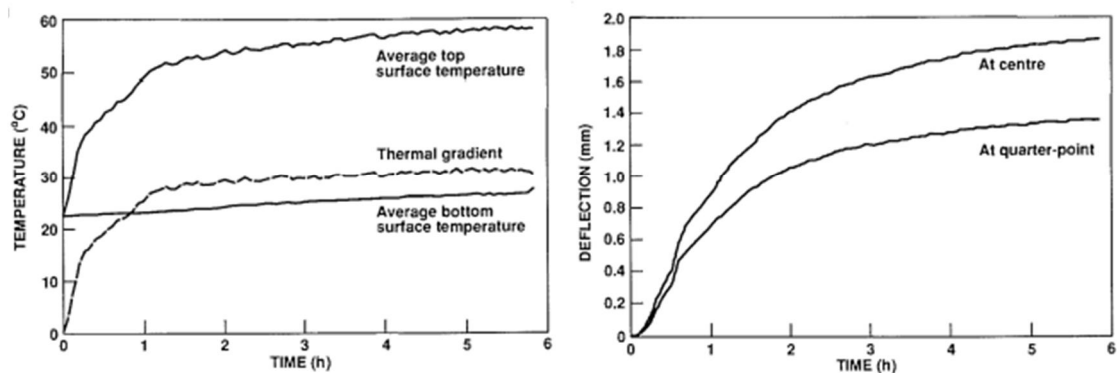
Kuva 4.8. Tyypillinen teräsbetonin kuorma-taipuma käyttäytyminen [18, s.11]

Ensimmäisessä vaiheessa rakenne on vielä täysin halkeilemattomassa tilassa ja kaikki vetojännitykset kulkevat rakenteessa betonin kautta. Rakenteen jäykkyys on suurimmillaan ja käyttäytyminen on kimmoista. Vetojännitysten ylittäessä betonin vetolujuuden syntyvät ensimmäiset halkeamat ja rakenteen toimintatapa siirtyy vaiheeseen 2. Betonin halkeilla vetojännitykset siirtyvät raudoitukselle ja samalla rakenteen jäykkyys laskee. Kolmannessa vaiheessa rauditus alkaa myötäämään ja taipumat alkavat kasvaa lähes rajatta ja lopulta rakenne sortuu. [18, s.12]

Teräsbetonirakenteiden käyttäytymistä lämpökuormien alaisena on tutkittu myös tekemällä käytännön kuormituskokeita laboratorio-olosuhteissa. Esimerkiksi Vecchio, Agostino ja Angelakos tutkivat 1990-luvun alussa teräsbetonilaatan käyttäytymistä lämpökuormien alaisena kuormittamalla kahdeksaa eri tavoin raudoitettua laattaa sekä lämpökuormalla että mekaanisella kuormalla. Tutkimuksessa käytettiin 2800*2800 mm kokoisia ja 150 mm paksuja laattoja, jotka olivat nurkistaan nivelellisesti tuettuja. Laatoille suoritettiin kolmivaiheinen testi. Ensimmäisessä vaiheessa laatat altistettiin pelkälle lämpökuormalle estämättä laatan muodonmuutoksia. Tavoitteena oli havainnoida lämpötilagradientin ja taipumien muodostusta rakenteessa. Toisessa vaiheessa laatan keskipisteeseen kiinnitettiin tunkki, jolla laatan keskipisteen taipuma pakotettiin lämpökuorman vaikuttaessa nollassa. Samalla mitattiin tunkkiin syntyvää pakkovoimaa. Kolmannessa ja viimeisessä vaiheessa laatoille kohdistettiin lämpökuorman lisäksi myös mekaanista kuormaa laatan murtoon asti. Viimeisen vaiheen tavoitteena oli selvittää lämpökuormien vaikutusta laatan lopulliseen kapasiteettiin. Kussakin vaiheessa lämpökuormana käytettiin laatan päällä matalahkoa $\sim \Delta T = 40\text{ }^{\circ}\text{C}$ kuormaa. [19]

Ensimmäinen vaihe vastasi kuvan 4.3 tilannetta ja laatat pääsivät taipumaan vapaasti. Kuten teoriakin olettaa, kaikki laatat taipuivat suunnilleen saman verran riippumatta raudoituksen määrästä. Laattoihin ei myöskään syntynyt ulkoisia voimia. Testin alkuvaiheen vahvasti epälineaarinen lämpötilagradientti ja betonin ja teräksen erisuuruiset

lämpölaajenemiskertoimet aiheuttivat kuitenkin laattoihin sisäisiä jännityksiä. Sisäiset jännitykset ilmenivät mm. raudoituksiin muodostuvina jännityksinä. Testissä havaittiin, että laattojen lämpötilat saavuttivat stationäärisen tilan ja lineaarisen lämpötilagradientin noin kuuden tunnin päästä kuormituksen alusta lämpötilagradientin kasvun ollen nopeinta ensimmäisen tunnin ajan ja tasoittuen huomattavasti tästä eteenpäin. Laatat saavuttivat noin 30 °C lämpötilagradientin, laatan yläpinnan lämmitessä noin 35 °C. Laatan alapinta lämpeni noin 4 °C puhaltimin suoritetusta jäähdytyksestä huolimatta. Myös laattojen taipumien kasvun havaittiin olevan nopeimmillaan pian kuormituksen alun jälkeen tasoittuen noin neljän tunnin jälkeen kuormituksen alusta. Lämpötilagradientin ja taipumien kehitys on esitetty kuvassa 4.9. [19]



Kuva 4.9. Lämpötilagradientin ja taipuman kehitys tutkimuksen vaiheessa 1 [19, s.746]

Vaiheen kaksi koeasetelma vastasi likipitään kuvan 4.5 tilannetta, jossa hydraulinen tunkki toimi laatan keskitukena pakottaen taipuman nollaksi. Tutkimuksessa havaittiin, että keskituelle syntyvät pakkovoimat saavuttivat maksimiarvonsa jo 1,2–1,6 tunnin päästä kuormituksen alkamisesta, vaikka lämpötilagradientit olivat saavuttaneet tässä vaiheessa vain 26–28 °C suuruuden ja ollen vahvasti epälineaarisia. Samaan aikaan laattojen alapinnat alkoivat halkeilla romahduttaen laattojen jäykkyydet, minkä vuoksi myös laatan keskipisteen pakkovoimat romahtivat. Laattojen lämpötilagradienttien kasvaessa ja saavuttaessa lopulta noin 35 °C arvon eivät pakkovoimat enää kuitenkaan pysyneet saavuttamaan uusia huippuarvoja.

Lämpökuormituksen jatkuessa laattojen pakkovoimissa havaittiin myös merkittävää relaxaatiota. 24 tunnin jälkeen pakkovoimat olivat laatasta riippuen pienentyneet 34–100 %. Laatan raudoituksen määrällä ei vaikuttanut olevan suurta merkitystä relaxaation suuruuteen. Pakkovoimien maksimiarvot syntyivät betonin ollessa vielä halkeilemattomassa tilassa, joten nämä rasitukset välittyivät pääasiassa vain betonin kautta. Siksi laattojen raudoituksella ei juuri ollut merkitystä syntyneiden pakkovoimien suuruuteen. [19]

Tutkimuksen viimeisessä vaiheessa laatat kuormitettiin murtoon tunkilla aiheutetulla mekaanisella kuormalla tehollisen lämpötilagradientin ollessa noin 36 °C. Koska laatat olivat jo halkeilleet tutkimuksen vaiheessa kaksi, ei laattojen jäykkyydessä ollut enää havaittavissa selvää notkahdusta. Halkeamien kasvaessa laattojen jäykkyydet kuitenkin

jatkoivat tasaista laskua. Laattojen maksimikapasiteetit saavutettiin noin $h/2$ suuruisilla taipumilla. Kolmannen vaiheen lopputuloksena havaittiin, että lämpökuormilla ei ollut juurikaan vaikutusta laattojen maksimikapasiteetteihin vaan määräävänä tekijänä oli laatan raudoituksen määrä. [19]

Vecchio on tutkinut myös Saton kanssa teräsbetonirakenteiden käyttäytymistä laboratorio-olosuhteissa. Tässä kokeessa tutkimuskohteena oli teräsbetonikehä, jota rasitettiin lämpökuormalla ($\sim \Delta T = 80\text{ °C}$) sisäpuolelta. Myös tämä koe sisälsi samat kolme vaihetta ja saadut tulokset olivat vahvasti samansuuntaisia kuin edellä käsitellyssä kokeessa. Ainoana merkittävänä poikkeuksena havaittiin raudoitusmäärän selvä vaikutus pakkovoimien suuruuteen. Lisäksi kokeessa tutkittiin lämpökuorma-altistuksen nopeuden vaikutuksia pakkovoimiin. Suurella lämpökuormalla shokkikuorma aiheutti selvästi suurempia jännityksiä kuin tasaisesti lämpenevä kuorma. [20]

Näistä kahdesta tutkimuksesta voidaan havaita, että teräsbetonirakenteen kannalta lämpökuormituksen kriittisin hetki on pian kuormituksen alun jälkeen, jolloin betonin primääriset jännitykset, rakenneosien pakkovoimat, vedetyn teräsbetonin venymät, rakenteen taipumat ja halkeamaleveydet saavuttavat maksimiarvonsa siitä huolimatta, että lämpötilagradientti ei ole vielä saavuttanut lineaarista tasapainotilaansa. Betonin halkeillessa pakkovoimat pienenevät nopeasti, eivätkä enää pysty saavuttamaan uusia maksimiarvojaan lämpötilagradientin linearisoituessa. Tulokset viittaavatkin siihen, että lämpötilagradientin suuruuden määrittelyssä tulisi ennen kaikkea kiinnittää huomiota rakenteen pintalämpötilojen eroihin eikä niinkään lämpötilagradientin lineaariseen tasapainotilaan toisin kuin voisi olettaa. Tutkimuksissa havaitut erot raudoitusmäärän vaikutuksesta pakkovoimien syntyyn selittynevät lämpökuormien suuruseroilla. Ensimmäisessä kokeessa lämpökuormat olivat suuruudeltaan varsin maltillisia, jolloin lähinnä betonin vetolujuus määräsi pakkovoimien suuruuden. Sen sijaan toisessa kokeessa lämpötilakuormat olivat suuruudeltaan noin kaksinkertaiset. Tällöin betonin vetolujuuden ylittyessä myös raudoituksella oli merkittävä osuus rakenteen jäykkyydessä. Molemmissa kokeissa havaittiin myös huomattavaa pakkovoimien relaksoitumista jo ensimmäisen 24 tunnin aikana kuormituksen alusta. Matalilla lämpökuormilla relaksoituminen selittyy suurelta osin betonin lämpövirumalla. Betonin lämmitetyn pinnan viruessa kylmää pintaa enemmän pyrkii rakenne taipumaan vastakkaiseen suuntaan lämpökuorman aiheuttamaan taipumaan nähden pienentäen näin pakkovoimia. Vecchion ja Saton kokeessa havaittiin myös betonin turpoamista yli 60 °C lämpötiloissa, mikä lisäksi edesauttaa pakkovoimien relaksaatiota. [19] [20]

Koekuormitusten tuloksien perusteella voidaan lopuksi todeta, että lämpökuormien ja mekaanisten kuormien yhteisvaikutusta laskettaessa tulisi rakenteelle käyttää halkeilun jälkeisiä jäykkyyssarvoja. Halkeilua edeltävät pakkovoimat välittyvät yleensä vain betonin vetolujuuden kautta, minkä vuoksi näitä rasituksia ei tulisi käyttää raudoituksia suunniteltaessa. Mitoituksessa käytettäviä taivutusjäykkyyden arvoja tutkitaan kappaleessa 4.4.

4.2 Lämpökuormien huomioonottaminen suunnittelussa

Suomessa lämpökuormien teräsbetonirakenteille aiheuttamat vaikutukset ovat olleet tiedossa jo vuosikymmenien ajan, mutta suunnittelussa niiden aiheuttamia pakkovoimia otettiin ennen harvoin huomioon. Vasta FEM-ohjelmien yleistymisen ja sitä kautta rakenteiden analysoinnin helpottumisen myötä lämpökuormien aiheuttamiin rasituksiin on alettu kiinnittää enemmän huomiota. Kuitenkaan lämpökuormien osalta eivät Suomessa tällä hetkellä voimassa olevat Eurokoodit ota läheskään yhtä kattavasti kantaa kuin tavanomaisempiin mekaanisiin kuormiin kuten omapainoon, tuuli- ja lumikuormiin ja hyötykuormiin. Siksi niiden huomioonottaminen on usein kiinni suunnittelijan valvettavuudesta asiaa kohtaan.

Tässä kappaleessa esitetään tällä hetkellä voimassa olevat Eurokoodien ja ACI-normin mukaiset lämpökuormien pakkovoimista aiheutuvien rasitusten laskentamenetelmät.

4.2.1 Eurokoodi

Eurokoodissa lämpökuormille on oma osansa SFS-EN 1991-1-5, joka käsittelee lämpökuormia silloissa, savupiipuissa, putkistoissa, silloissa, säiliöissä ja jäähdystorneissa. Se antaa sekä viitteellisiä lämpökuormien suuruuksia tilanteissa, joissa lämpökuormista ei ole saatavilla tarkempaa tietoa että ohjeita lämpökuormien suuruuksien tarkempaan määrittämiseen edellä mainituille rakenteille. Siltojen osalta lämpökuormat on käsitelty Eurokoodissa laajimmin. Sen sijaan muiden rakenteiden kuten säiliöiden osalta Eurokoodi on hyvin ylimalkainen. Pakkovoimien aiheuttamien jännitysten laskentaan Eurokoodi esittää yksinkertaisen laskentamenetelmän osassa SFS-EN 1992-3 Nestesäiliöt ja siilot. Tutustutaan seuraavaksi säiliöiden osalta Eurokoodin mukaisiin lämpökuormiin ja niistä syntyvien pakkovoimien laskentaan. [4] [5]

Eurokoodin mukaan rakenteiden suunnittelussa tulee ottaa huomioon vuorokauden ja vuodenaikojen mukaiset ilmaston lämpötilan muutoksista ja rakenteen käyttötarkoituksista aiheutuvat lämpökuormat, ja ne tulee luokitella muuttuviksi ja välillisiksi kuormiksi. Eurokoodissa sanotaan myös, että lämpötilan vaikutukset teräsbetonirakenteessa otetaan huomioon tarkastettaessa käyttörajatiloja. Kuitenkin mikäli lämpötilan muutoksista syntyvät lämpökuormat ovat merkittäviä, tulee ne ottaa huomioon myös murtorajatilojen mitoituksessa. [5, s.22, s.26] [2, s.23]

Ilmaston lämpötilan vaihteluiden osalta Eurokoodissa esitetään sekä sisäilman että ulkoilman lämpötilat eri vuorokauden aikoina, joiden avulla rakenteen keskimääräinen lämpötila ja rakenteessa vaikuttava lämpötilagradientti voidaan laskea. Sisäilman suuntaa-antavat lämpötilat T_{in} on esitetty taulukossa 4.2.

Taulukko 4.2. Sisäilman suuntaa-antavat lämpötilat T_{in} [5, s.28]

Vuodenaika	Lämpötila T_{in}
Kesä	T_1
Talvi	T_2
HUOM! Lämpötila-arvot T_1 ja T_2 voidaan määritellä kansallisessa liitteessä. Jos näitä tietoja ei ole käytettävissä, suositellaan arvojen $T_1 = 20\text{ °C}$ ja $T_2 = 25\text{ °C}$ käyttöä.	

Suomen kansallinen liite antaa sisäilman lämpötiloille peruslämpötiloista poikkeavat arvot $T_1 = 25\text{ °C}$ ja $T_2 = 23\text{ °C}$. Myös maanpäällisille ja maanalaisille rakenteille on esitetty omat suuntaa-antavat lämpötilat eri vuodenaikoina. Nämä arvot on esitetty taulukoissa 4.3 ja 4.4.

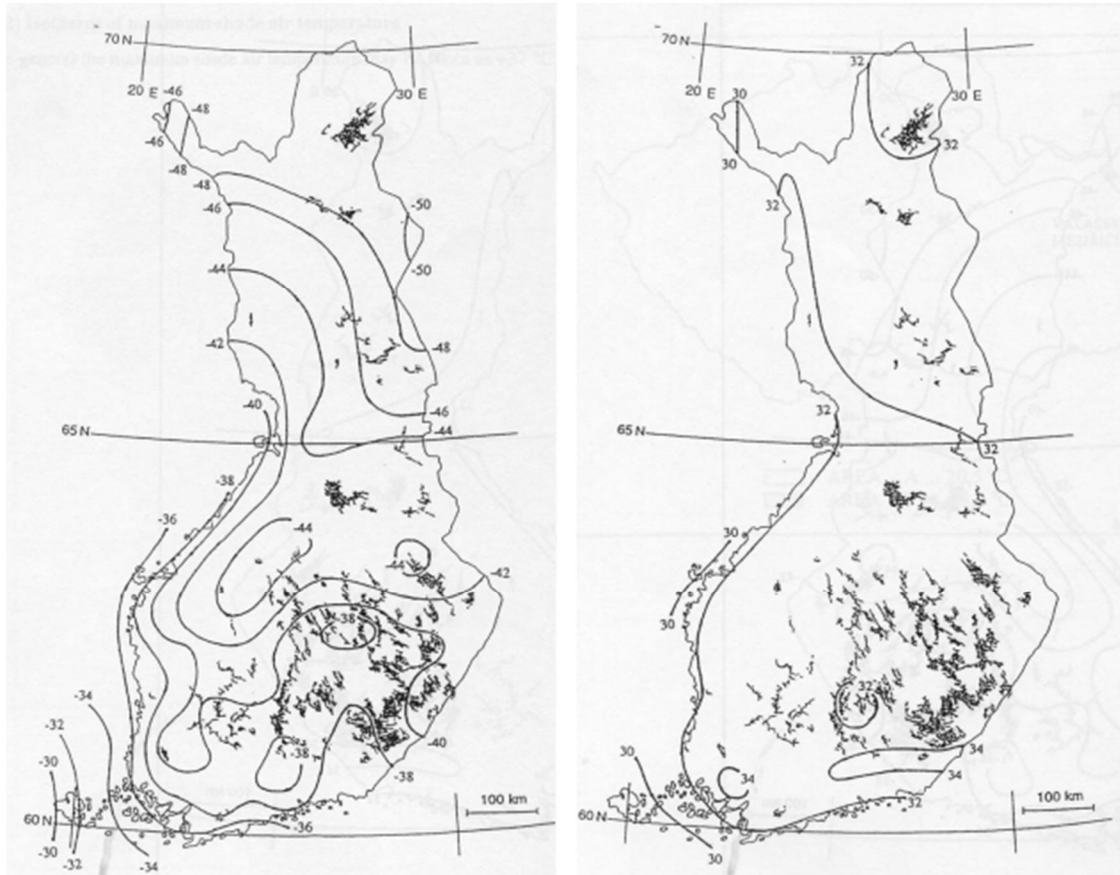
Taulukko 4.3. Rakennusten maanpäällisten osien suuntaa-antavat lämpötilat T_{out} [5, s.28]

Vuodenaika	Määräävä tekijä		Lämpötila T_{out} [°C]
Kesä	Suhteellinen absorptio- kyky pinnan väristä riippuen	kiiltävä, vaalea pinta (0,5)	$T_{max} + T_3$
		vaaleaksi värjätty pinta (0,7)	$T_{max} + T_4$
		tumma pinta (0.9)	$T_{max} + T_5$
Talvi			T_{min}
HUOM! Varjossa mitatun ilman maksimilämpötilan T_{max} , minimilämpötilan T_{min} ja auringonsäteilyn vaikutusten T_3 , T_4 ja T_5 arvot voidaan määritellä kansallisessa liitteessä. Jos tietoja ei ole käytettävissä, suositellaan leveysasteiden 45° ja 55° välillä olevilla alueilla käytettäväksi arvoja $T_3 = 0\text{ °C}$, $T_4 = 2\text{ °C}$ ja $T_5 = 4\text{ °C}$ pohjoisen ja idän välille suuntautuville rakennesille sekä $T_3 = 18\text{ °C}$, $T_4 = 30\text{ °C}$ ja $T_5 = 42\text{ °C}$ etelän ja lännen välille suuntautuville tai vaakasuuntaisille rakennesille			

Taulukko 4.4. Rakennusten maanalaisten osien suuntaa-antavat lämpötilat T_{out} [5, s.28]

Vuodenaika	Syvyys maanpinnan alla	Lämpötila T_{out} [°C]
Kesä	Alle 1 m	T_6
	Yli 1 m	T_7
Talvi	Alle 1 m	T_8
	Yli 1 m	T_9
HUOM! Suureiden T_6 , T_7 , T_8 ja T_9 arvot voidaan määritellä kansallisessa liitteessä. Jos tietoja ei ole käytettävissä, suositellaan leveysasteiden 45° ja 55° välillä olevilla alueilla käytettäväksi arvoja $T_6 = 8\text{ °C}$, $T_7 = 5\text{ °C}$, $T_8 = -5\text{ °C}$ ja $T_9 = -3\text{ °C}$.		

Maanpäällisille rakenteille Suomen kansallinen liite määrittää arvot $T_3 = 5\text{ °C}$, $T_4 = 10\text{ °C}$ ja $T_5 = 15\text{ °C}$ ja maanalaisille rakenteille $T_6 = 6\text{ °C}$, $T_7 = 4\text{ °C}$, $T_8 = -7\text{ °C}$ ja $T_9 = -4\text{ °C}$. Varjossa mitatut ilman maksimilämpötila (T_{max}) ja minimilämpötila (T_{min}) on esitetty ainoastaan kunkin maan kansallisessa liitteessä. Suomessa näiden lämpötilojen arvot luetaan kuvan 4.10 isotermikartoista. Minimi- ja maksimilämpötilat voivat vaihdella paikallisesti huomattavastikin. Mikäli tarkempia tietoja on saatavilla, voidaan niitä käyttää. [5] [6]

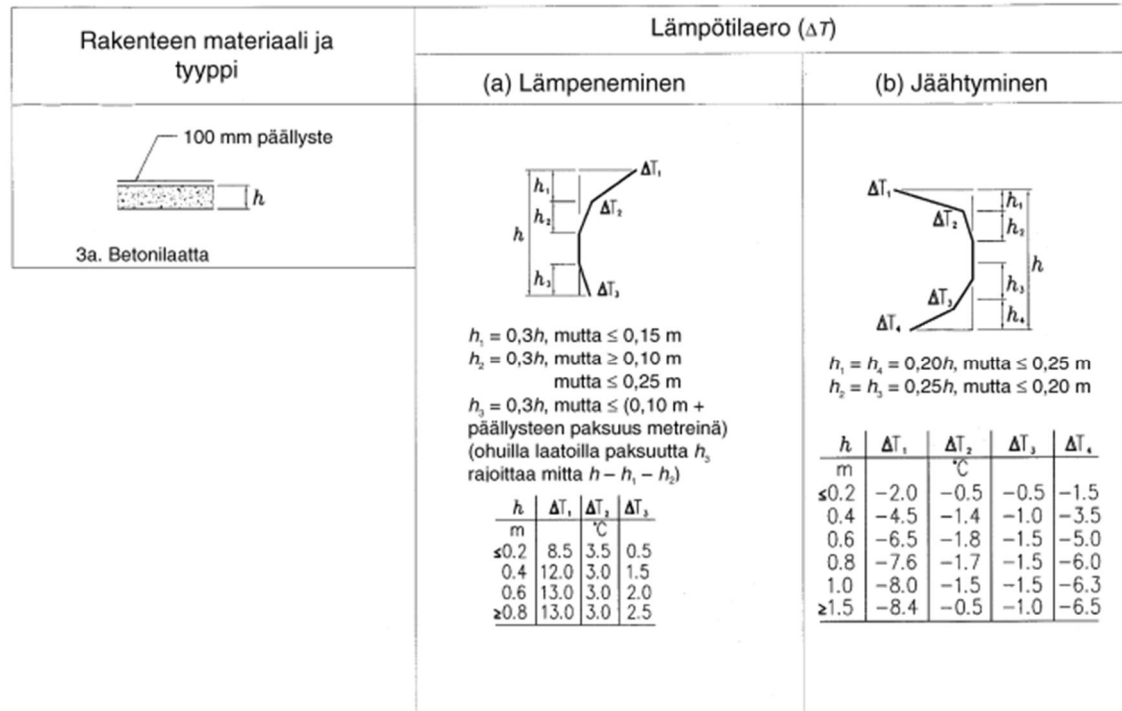


Kuva 4.10. Minimilämpötilan (vasen) ja maksimilämpötilan (oikea) isotermit. [6, s.3-4]

Edellä esitellyjä arvoja käyttämällä voidaan arvioida rakenteeseen syntyviä lämpötilaeroja eri vuodenaikoina rakenteen sijainnista riippuen. Esimerkiksi kesällä betonialtaan maanvastaisen laatan yläpinnan lämpötilaksi saadaan Tampereen seudulla $T_{\max} + T_4 = 42\text{ °C}$. Laatan alapinnan lämpötilaksi saadaan $T_6 = 6\text{ °C}$ ja näin ollen laattaan vaikuttavaksi lämpötilagradientiksi $\Delta T = T_{\max} + T_4 - T_6 = 41\text{ °C}$. Ympäristöolojen taulukoidut lämpötilat ovat vain suuntaa-antavia, minkä vuoksi taulukkoarvoilla lasketut lämpötilagradientit ja keskimääräiset lämpötilamuutokset voivat poiketa huomattavastikin todellisesta tilanteesta johtaen useimmiten huomattavaan pakkovoimien yliarviointiin.

Betoni-laattasilloille ilmaston aiheuttamaan lämpökuorman määrittelyyn on esitetty kaksi tapaa. Ensimmäinen määrittystapa olettaa rakenteeseen vaikuttavan lämpötilagradientin lineaariseksi ja teholliselle lämpötilagradientille esitetään omat arvonsa tilanteille joissa laatan yläpinta lämpenee ($\Delta T_{M,\text{heat}}$) tai jäähtyy ($\Delta T_{M,\text{cool}}$). Myös näille arvoille maiden kansalliset liitteet voivat esittää omat arvonsa, mutta Suomi ei ole näitä määrittellyt. Eurokoodin oletusarvot ovat $\Delta T_{M,\text{heat}} = 15\text{ °C}$ ja $\Delta T_{M,\text{cool}} = 8\text{ °C}$. Arvot edustavat erimittaisia kevyen liikenteen siltoja ja rautatiesiltoja edustavalla otoksella saatuja lineaarisen lämpötilaeron yläraja-arvoja tilanteessa, jossa betonilaatan yläpinnassa on 50 mm päällystekerros. Näitä tehollisen lämpötilagradientin arvoja voidaan soveltaa myös betonialtaiden laatoille poistamalla päällystekerroksen vaikutus lämpötilagradienttiin

käyttämällä muunnoskerrointa k_{sur} . Laatan yläpinnan lämmitessä $k_{\text{sur}} = 0,8$ ja jäähtyessä $k_{\text{sur}} = 1,1$. Pelkälle betonilaatalle saadaan teholliset lämpötilagradientit $\Delta T_{\text{M,heat}} = 12 \text{ }^{\circ}\text{C}$ ja $\Delta T_{\text{M,cool}} = 8,8 \text{ }^{\circ}\text{C}$. Toinen määrittäystapa ottaa huomioon myös lämpötilagradientin epälineaarisuuden. Lämpötilagradientin muodot yläpinnan lämpenemiselle ja jäähtymiselle on esitetty kuvassa 4.11. [5] [6]



Kuva 4.11. Sillan päällysrakenteen lämpötilagradientit – betonilaatta [5, s.42]

Kuvan 4.11 lämpötilagradientin muoto on määritetty betonilaatalle, jonka pinnassa on 100 mm päällystekerros. Kun päällystekerros poistetaan, saadaan lämpötilagradientin pisteille taulukon 4.5 mukaiset arvot.

Taulukko 4.5. Lämpötilagradientin ΔT suositusarvot betonilaatalle ilman päällystettä [5, s.60]

Laatan paksuus (h)	Lämpötilaero						
	Lämpeneminen			Jäähtyminen			
	ΔT_1	ΔT_2	ΔT_3	ΔT_1	ΔT_2	ΔT_3	ΔT_4
m	$^{\circ}\text{C}$	$^{\circ}\text{C}$	$^{\circ}\text{C}$	$^{\circ}\text{C}$	$^{\circ}\text{C}$	$^{\circ}\text{C}$	$^{\circ}\text{C}$
0,2	12,0	5,0	0,1	4,7	1,7	0,0	0,7
0,4	15,2	4,4	1,2	9,0	3,5	0,4	2,9
0,6	15,2	4,0	1,4	11,8	4,0	0,9	4,6
0,8	15,4	4,0	2,0	12,8	3,3	0,9	5,6
1,0	15,4	4,0	2,0	13,4	3,0	0,9	6,4

Siltojen betonilaatoille esitetyt epälineaariset lämpötilagradientit soveltuvat muotonsa vuoksi betonialtaiden osalta lähinnä vain ilmaa vasten oleville seinille. Tässäkin tapauksessa seinien pystysuuntaisuus voi aiheuttaa tuloksiin epätarkkuutta, koska esitetyt

lämpötilagradientit on tarkoitettu vaakarakenteille. Siltojen seinämille on esitetty myös oma lämpötilaero, jolle suositellaan arvoa 15 °C. Tätä voidaan käyttää esimerkiksi tilanteissa, joissa sillan toinen puoli on enemmän auringolle alttiina kuin toinen puoli.

Mikäli rakenteen suunnittelussa on tarve ottaa huomioon lämpötilaeron lisäksi myös keskilämpötilanmuutos, voidaan lämpötilaerojen yhdistämiseksi käyttää seuraavia kuormayhdistelyjä:

$$\Delta T_{M,heat} (tai \Delta T_{M,cool}) + \omega_n \Delta T_{N,exp} (tai \Delta T_{N,con}) \quad (4.9) [5, s.42]$$

$$\omega_M \Delta T_{M,heat} (tai \Delta T_{M,cool}) + \Delta T_{N,exp} (tai \Delta T_{N,con}) \quad (4.10) [5, s.43]$$

joissa $\Delta T_{N,exp}$ on keskimääräinen lämpötilan muutos lämmitessä ja $\Delta T_{N,con}$ on keskimääräinen lämpötilan muutos jäähtyessä. ω -kertoimien suositusarvot ovat $\omega_N = 0,35$ ja $\omega_M = 0,75$. Kaavojen 4.9 ja 4.10 tuloksista valitaan epäedullisin.

Kaikki edellä esitetyt ilmastosta rakenteeseen aiheutuvat lämpötilaerot ovat suuntaantavia. Tämän luvun kappaleessa 4.3 selvitetään yksityiskohtaisesti auringonsäteilyn aiheuttamia lämpökuormia erilaisissa laatta- ja seinärakenteissa ja saatuja tuloksia verrataan tässä kappaleessa esitettyihin Eurokoodien antamiin arvoihin.

Allasrakenteisiin kohdistuvista käytöstä aiheutuvista lämpökuormista Eurokoodi tyytyy toteamaan, että lämpötilaltaan vaihtelevien nesteiden ja muiden materiaalien lämpötilan maksimi- ja minimiarvot tulee määritellä hankekohtaisesti. Lisäksi Eurokoodi toteaa, että lineaarisesti jakautuneen lämpötilaeron arvona seinämässä tai sen kerroksissa tulee käyttää arvoa, joka syntyy ulkopinnalla vallitsevan, varjossa mitatun ilman minimi- tai maksimilämpötilan ja sisäpinnalla vallitsevan aineen lämpötilan välille, kun eristysvaikutukset on otettu huomioon. Rakenteeseen vaikuttavan lämpötilaprofiilin laskentaan Eurokoodi esittää yksinkertaisen rakennekerrosten lämmönvastuksiin perustuvan laskentamenetelmän, joka olettaa lämpötilajakauman kussakin kerroksessa lineaariseksi.

$$T(x) = T_i - \frac{R(x)}{R_{tot}} (T_i - T_e) \quad (4.11) [5, s.64]$$

jossa T_i on altaan sisäpuolen lämpötila, T_e altaan ulkopuolen lämpötila, R_{tot} rakenneosan kokonaislämmönvastus molemmat pintavastukset mukaan luettuna ja $R(x)$ lämmönvastus, joka syntyy sisäpuolella ja rakenneosan paksuudella sisäpinnalta pisteeseen x asti. Rakenteiden lämmönvastusten ja lämpötilajakauman laskentaan voi tutustua tarkemmin Suomen Rakennusmääräyskokoelman osassa C4 Lämmöneristys.

Lämpökuormista aiheutuvien pakkovoimien laskentaan eurokoodi esittää menetelmän halkeilemattomalle betonipoikkileikkaukselle. Halkeilleesta poikkileikkauksesta menelmä ei sen sijaan mainitse ollenkaan. Ainoana rakenteen jäykkyyttä pienentävänä tekijänä laskennassa huomioidaan betoni viruma, johon vaikuttavat vallitseva suhteellinen kosteus (RH), betonin ikä kuormituksen alkaessa (t_0), betonin ikä tarkasteluajankoh-

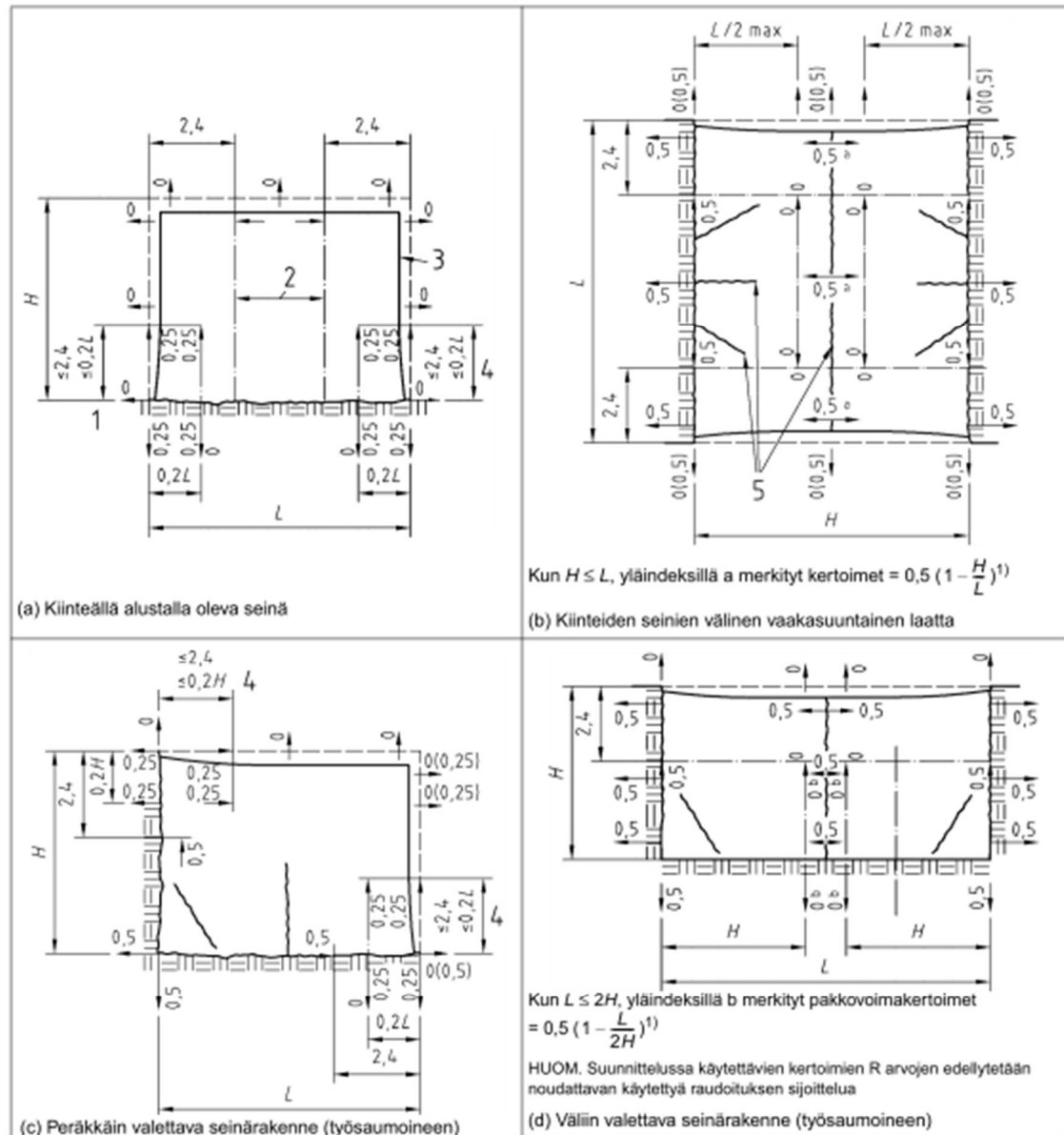
tana (t) ja betonin lämpötila kuormituksen aikana. Poikkileikkaukseen pakkovoimien vaikutuksesta syntyvä muodonmuutos lasketaan seuraavasti:

$$\varepsilon_{az} = (1 - R_{ax})\varepsilon_{iav} + (1 - R_m)\left(\frac{1}{r}\right)(z - \underline{z}) \quad (4.12) [4, s.17]$$

jossa R_{ax} on pakkovoimakerroin, joka määrittelee tarkasteltavaan rakenneosaan liittyvien rakenneosien aiheuttaman ulkoisen aksiaalisen pakkovoiman asteen, R_m pakkovoimakerroin, joka määrittelee tarkasteltavaan rakenneosaan liittyvien rakenneosien aiheuttaman kiinnitysmomenttiasteen, ε_{iav} pakkovoiman rakenneosaan aiheuttama keskimääräinen muodonmuutos, joka tapahtuisi, jos rakenneosa pääsisi liikkumaan vapaasti, $1/r$ käyristymä, z korkeus poikkileikkaukseen ja \underline{z} korkeus poikkileikkauksen painopisteseen. Kaavassa esiintyvät pakkovoimakertoimet kuvaavat tarkasteltavaan rakenteeseen liittyvien muiden rakenneosien vaikutusta muodonmuutosten syntyyn. Molempien kertoimien ollessa 1,0 poikkileikkaukseen ei synny lainkaan muodonmuutoksia ja pakkovoimat kehittyvät täysisuuruisiksi. Kertoimien pienentyessä liittyvät rakenteet sallivat tarkasteltavalle rakenteelle muodonmuutoksia sitä enemmän mitä pienempiä kertoimet ovat. Samalla jännitykset laskevat. Tavanomaisimmille tapauksille normaalivoimakertoimet voidaan määrittää kuvasta 4.12 ja taulukosta 4.6. Momenttikertoimen voidaan tavallisesti olettaa olevan 1,0, mikä tarkoittaa sitä, että liittyvät rakenteet eivät salli laatalle käyristymiä. Rakenteen käyristymää kuvaava termi on

$$\frac{1}{r} = v'' = \frac{M}{EI} = \frac{\alpha * \Delta T}{h} \quad [4.13]$$

eli käyristymä vastaa kaavan 4.4 mukaista taipuman (v) toista derivaattaa.



Selite

- 1 Pystysuuntaiset pakko voimakertoimet
- 2 Vaakasuuntainen pakko voimakerroin (taulukosta L.1 tässä keskivöhykkeessä)
- 3 Liikuntasaumot tai vapaat reunat
- 4 (suurempi arvo valitaan)
- 5 Mahdollisia ensisijaisia halkeamia

Kuva 4.12. Tyypillisten tilanteiden pakko voimakertoimia [4, s.18]

Taulukko 4.6. Kuvan 4.12 seinien keskivöhykkeiden pakko voimakertoimia [4, s.19]

Suhde L/H (ks. kuva 4.12)	Pakko voimakerroin alareunassa	Pakko voimakerroin yläreunassa
1	0,5	0
2	0,5	0
3	0,5	0,05
4	0,5	0,3
>8	0,5	0,5

Poikkileikkaukseen syntyvien muodonmuutosten laskennan jälkeen voidaan betonin jännitys korkeudella z laskea seuraavasti:

$$\sigma_z = E_{c,eff}(\varepsilon_{iz} - \varepsilon_{az}) \quad (4.14) [4, s.17]$$

, jossa $E_{c,eff}$ on viruman huomioon ottava betonin kimmomoduuli. Pakkovoiman aiheuttama muodonmuutos (ε_{iz}) korkeustasolla z lasketaan kaavalla 4.1. Mikäli kaavalla lasketaan betonin maksimijännitys ($z = h$), voidaan pakkovoiman suorakaidepoikkileikkaukselle aiheuttama momentti laskea johtamalla taivutusmomentin lauseke taipuman toisesta derivaatasta ottamalla huomioon, että v'' on kaavan 4.4 mukainen.

$$v'' = \frac{M}{EI} \quad (4.15)$$

$$M = v''EI = \frac{\varepsilon}{h}EI = \frac{\varepsilon}{h}E \frac{bh^3}{12} = \frac{\sigma_z bh^2}{12} \quad (4.16)$$

Kun muodonmuutosten laskennassa liittyvät rakenteen eivät salli tarkasteltavalle rakenteelle muodonmuutoksia ($R_{ax} = 1,0$ ja $R_m = 1,0$), palautuu kaavan 4.16 mukainen taivutusmomentti Suomen betoniyhdistyksen kirjassa by45 esittämään lämpötilaerosta aiheutuvaan taivutusmomenttiin

$$M = \frac{\alpha \Delta T E_{c,eff} b h^2}{12} \quad (4.17) [21, s.45]$$

Esitellyn laskentamenetelmän tulokset ovat käyttökelpoisia lähinnä vain betoniin syntyvien jännitysten arvioinnissa ennen ensimmäisiä halkeamia. Nämä jännitykset eivät ole käyttökelpoisia rauditusmäärän laskennassa, sillä ne johtavat suurella todennäköisyydellä huomattavaan ylimitoitukseen. Eurokoodin esittämän laskentamenetelmän ongelmana onkin, ettei se ota betonin halkeilusta aiheutuvaa jäykkyyden alenemista alkuunkaan huomioon. Tarkempiin laskentatuloksiin päästään, kun sovelletaan laskennassa esimerkiksi Bransonin kaavaa rakenteen jäykkyyden määrittämiseen. Jäykkyyslaskentaan palataan tarkemmin kappaleessa 4.4.

4.2.2 ACI

ACI-normien osa 349 käsittelee ydinvoimalaitosten teräsbetonirakenteiden suunnittelua. Yleisten suunnitteluohjeiden lisäksi tässä osassa käsitellään lämpökuormien ja mekaanisten kuormien yhteisvaikutusta betonirakenteissa ja esitetään lämpökuormista aiheutuville pakkovoimille laskentamenetelmiä. Tässä kappaleessa käsitellään menetelmää, jossa oletetaan rakenteen säilyvän halkeilemattomana mekaanisten kuormien vaikutuksen alaisena ja halkeilevan lämpökuormien vaikuttaessa. Laskentamenetelmän tavoitteena ei ole esittää monimutkaista ja tarkkaa analyysiä pakkovoimien muodostumisesta,

vaan pikemminkin pyrkiä esittämään yksinkertaistettu ja tavanomaisiin suunnittelutilanteisiin soveltuva suunnittelijälähtökohtainen menetelmä, joka ottaa huomioon rakenteen halkeilusta aiheutuvan jäykkyyden alenemisen ja taivutusmomenttien pienenemisen. Laskentamenetelmät esitetään sekä kehärakenteille että aksiaalisymmetrisille rakenteille. Molemmissa tapauksissa lämpötilakuorman oletetaan muodostuvan lineaarisesti jakautuneesta lämpötilagradientista (ΔT) ja tasaisesta keskilämpötilan muutoksesta ($T_m - T_b$).

Kehärakenteita tarkasteltaessa on tärkeää huomioida kehien suuret muodonmuutosmahdollisuudet. Esimerkiksi kehän taipumat ja kiertymät voivat lämpökuormien vaikutuksen alaisena kasvaa huomattaviksi, minkä vuoksi kehän rakenneosien kaavan 4.4 mukaiset käyritykset pääsevät osittain muodostumaan toisin kuin kaavan 4.17 mukaisessa taivutusmomentin laskennassa on oletettu. Pakkovoimat ovat siis verrannollisia rakenneosien kiinnitysasteisiin. Eurokoodissa sama asia on pyritty huomioimaan pakkoilmakertoimilla R_{az} ja R_m . Laatoista muodostuvat allasrakenteet voidaan tietyissä tapauksissa idealisoida kehiksi ja näin ollen kehille esitettävää laskentaa voidaan soveltaa myös betoniallasrakenteille. Vaikka koko allasrakenne ei mahdollistaisikaan kehäidealisaatiota, voidaan allas kuitenkin useimmiten jakaa erillisiin osiin, joille laskenta on sovellettavissa.

ACI:n mukainen kehien pakkovoimalaskenta perustuu neljään laskentaa yksinkertaistavaan ehtoon. Ensimmäiseksi betonin puristusjännitysten oletetaan olevan Hooken lain mukaisesti suoraan verrannollisia venymään. Toiseksi halkeilemattomalle ja halkeillelle poikkileikkaukselle käytetään erillisiä neliömomenteja. Halkeilemattoman poikkileikkauksen neliömomentti (I_g) perustuu rakenteen bruttopoikkileikkaukseen ja raudoitukset jätetään huomioimatta. Halkeillelle poikkileikkaukselle (I_{cr}) käytetään neliömomentin arvoa, jonka laskennassa on otettu huomioon vetoteräks. Vetoterästen oletetaan sijaitsevan poikkileikkauksen vedetyn ulkopinnan tasolla ($d = t$). Puristusteräksiä ei oteta huomioon. Ehtojen mukaiset neliömomentit ovat

$$I_g = \frac{bt^3}{12} \quad (4.18)$$

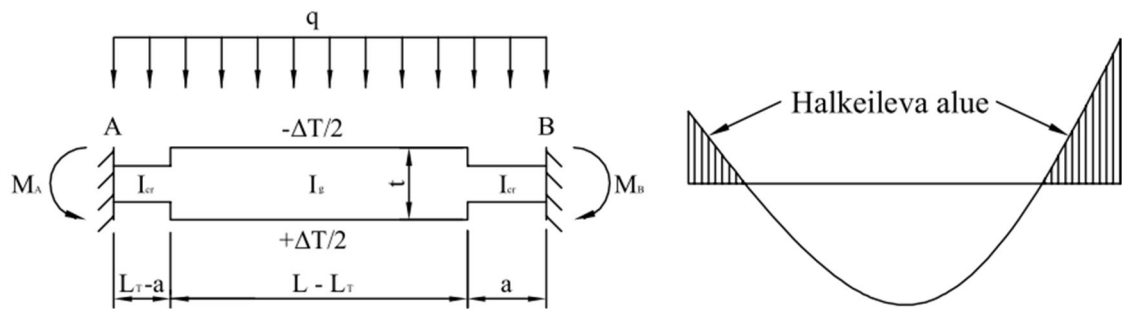
$$I_{cr} = (6jk^2)I_g \quad (4.19) \text{ [13, s.7]}$$

Kolmantena ehtona on, että rakenteeseen mekaanisista kuormista ja lämpökuormista aiheutuva normaalivoima on pieni taivutusmomenttiin verrattuna ($e/d \leq 0,5$). Viimeinen yksinkertaistus koskee halkeilun muodostumista mekaanisten kuormien ja lämpökuormien vaikuttaessa rakenteeseen samanaikaisesti. Jaettaessa rakennetta halkeilemattomaan ja halkeileeseen osaan oletetaan rakenne halkeilleeksi alueilla, joissa mekaanisista kuormista ja lämpökuormista aiheutuvat rasitukset ovat samansuuntaisia. Vastaavasti rasitusten ollessa erisuuntaisia halkeilua ei oleteta muodostuvan.

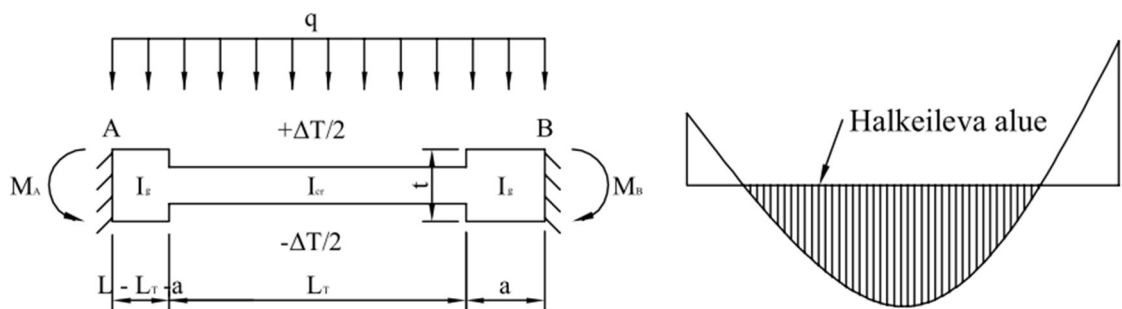
Esitetyt ehdot tuovat mukanaan myös rajoituksia ja epätarkkuutta. Ensimmäinen ehto pitää paikkansa vain, kun betonin puristusjännitykset eivät ylitä arvoa $0,5f_c$. Tämä

jännitystaso vastaa noin puristumaa 0,0005. Kuitenkin puristuman ollessa välillä 0,0005-0,001 ei betonin venymä-jännitys –käyttäytymisen epälineaarisuus ole vielä merkittävää. Näin ensimmäisen ehdon voidaan olettaa olevan voimassa niin kauan kuin puristuma ei ylitä arvoa 0,001. Toisen ehdon mukainen yksinkertaistettu halkeilleen rakenteen neliömomentti taas yliarvioi rakenteen jäykkyyttä kolmannen ehdon ollessa voimassa. Rakenneseosan, jossa on vain vetoraidoitusta, neliömomentti I_{cr} on noin 35 % liian suuri epälineaarisin menetelmin laskettuun neliömomenttiin verrattuna riippumatta vetoraidoituksen määrästä. Rakenneseosan, jossa veto- ja puristusraidoitusta on yhtä paljon, neliömomentti on sitä vastoin 15-35 % liian suuri riippuen raidoituksen määrästä. Tällöin raitoitusmäärän lisääminen pienentää virhettä. 15 % virheeseen päästään raitoitussuhteella $\zeta'n = \zeta_n = 0,12$.

ACI:ssa kehien pakkovoimien laskenta perustuu rakenteen kiinnitettyjen päiden taivutusmomenttien laskentaan. Momenteille esitetään laskentakaavat tapauksille, joissa rakenteen alku- ja loppupää tai keskialue on halkeilleessa tilassa. Tapaukset on esitetty kuvissa 4.13 ja 4.14. Kuvissa rakenne on jaettu halkeilleisiin ja halkeilemattomiin alueisiin neljännen ehdon mukaisesti.



Kuva 4.13. Jäykästi tuettu päistään halkeileva rakenne



Kuva 4.14. Jäykästi tuettu keskeltä halkeileva rakenne

Lineaarisen lämpötilaeron ja keskimääräisen lämpötilan muutoksen aiheuttamat taivutusmomentit lasketaan ACI:ssa erikseen. Lineaarisen lämpötilagradientin aiheuttamat tukimomentit M_A ja M_B esitetään sekä kuvan 4.13 että 4.14 tapauksille. Tukimomentit ilmaistaan valmiista taulukoista saatavien jäykkyys- ja siirtokertoimien avulla. Momenteiksi saadaan

$$M_A = \frac{\alpha \Delta T L}{2t} K_A (1 - CO_{AB}) \quad (4.20) [13, s.10]$$

$$M_B = \frac{\alpha \Delta T L}{2t} K_B (1 - CO_{BA}) \quad (4.21) [13, s.10]$$

joissa $\alpha \Delta T L / 2t$ on rakenneosan pään kulmamuuutos kun kiertymistä ei ole estetty, K_A jäykkyyskerroin rakenneosan päässä A, kun B on kiinnitetty, K_B jäykkyyskerroin rakenneosan päässä B, kun A on kiinnitetty, CO_{AB} siirtokerroin rakenneosan päästä A päähän B ja CO_{BA} siirtokerroin rakenneosan päästä B päähän A. Halkeilemattomalle poikkileikkaukselle jäykkyysskertoimien K_A ja K_B arvot ovat $4E_c I_g / L$. Halkeilleelle poikkileikkaukselle jäykkyysskertoimet ovat muotoa

$$K = \frac{E_c I_g}{L} k_s \quad (4.22) [13, s.10]$$

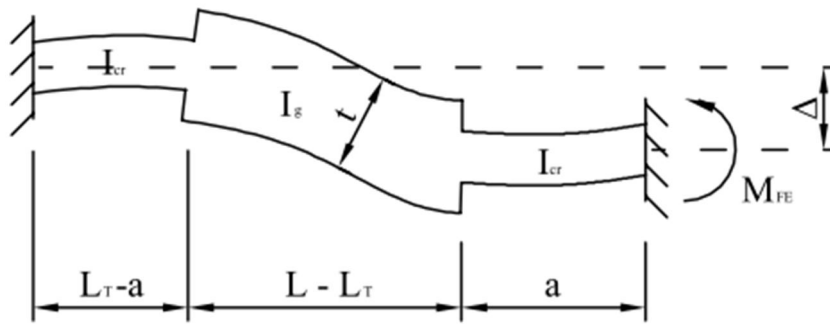
jossa, jäykkyysskertoimen k_s arvot luetaan halkeilutapa huomioiden liitteessä 1 löytyvistä käyrästä. Samoista kuvista voidaan lukea myös momenttikaavoissa esiintyvät siirtokertoimet. Yhdistämällä kaavat 4.20–4.22 rakenneosan päähän, joka on halkeillut matkan a , syntyvä momentti voidaan yksinkertaistaa muotoon

$$M_{FE} = \frac{E_c \alpha \Delta T b t^2}{12} * \frac{k_s (1 - CO)}{2} \quad (4.23) [13, s.10]$$

Saadusta taivutusmomentin lausekkeesta voidaan huomata, että se sisältää kaavan 4.17 mukaisen lämpötilagradientin aiheuttaman momentin. Tätä momenttia kuitenkin pienennetään rakenneosan ominaisuuksista riippuen termillä $k_s(1-CO)/2$. Jäykkyys- ja siirtokertoimet määräytyvät rakenneosan rauditusmäärän ja halkeilleen matkan a mukaan. Keskimääräisen lämpötilamuutoksen $T_m - T_b$ aikaansaama momentti on muotoa

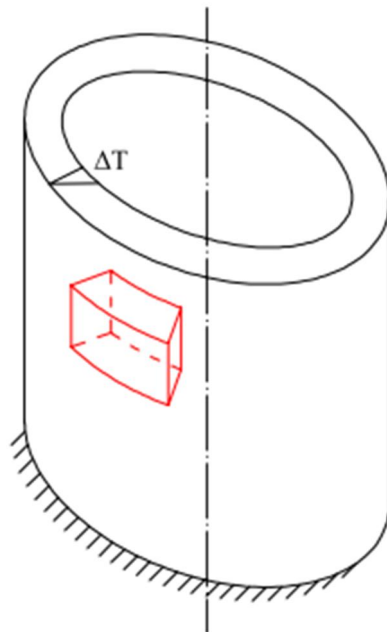
$$M_{FE} = \frac{E_c I_g \Delta}{L^2} k_s (1 + CO) \quad (4.24) [13, s.10]$$

Kaavassa esiintyvät jäykkyys- ja siirtokertoimet voidaan lukea halkeilutavasta riippuen liitteen 1 käyrästä. Siirtymän Δ (kuva 4.15) aiheuttaa viereisen rakenneosan pituuden muutos. Näin ollen keskimääräisen lämpötilan muutoksen kokevalle rakenneosalle itselleen ei synny momenttia. ACI:n mukaisessa kehärakenteille lämpökuormista aiheutuvien pakkovoimien laskennassa on otettava huomioon, että saadut kehän nurkkien pakkomomentit eivät ole tasapainossa. Pakkomomenteille on suoritettava tasaus esimerkiksi Hardy Crossin 1930-luvulla kehittämää momentinjakomenetelmää (Moment distribution method) käyttäen [22]. Tasauksen jälkeen saadut nurkkien pakkomomentit voidaan lisätä superpositioperiaatteella mekaanisten kuormien aiheuttamiin taivutusmomentteihin.



Kuva 4.15. Keskimääräisen lämpötilan muutoksen aiheuttama kiinnitysmomentti

Aksiaalissymmetrisiin rakenteisiin lasketaan kuuluvaksi esimerkiksi lieriön muotoiset betonisäiliöt ja -altaat. Näiden kaltaisiin rakenteisiin lämpökuormat aiheuttavat pääasiassa vain pakkomomentteja, sillä keskimääräisen lämpötilan muutoksen aiheuttamat muodonmuutokset pääsevät usein tapahtumaan melko rajoittamattomasti. Poikkeuksena ovat kuitenkin esimerkiksi lieriöaltaan seinämät lähellä pohjaa, jossa tasaiset muodonmuutokset ovat estyneet seinien laattaan ankkuroinnin vuoksi. Tällaisissa tilanteissa muodostuvien rasitusten suuruus riippuu vahvasti altaan tai säiliön geometriasta ja tuen asteesta, minkä vuoksi yksinkertaisten laskentakaavojen muodostaminen ei ole mielekäästä. Siksi keskitytäänkin tutkimaan lineaarisen lämpötilagradientin aiheuttamia pakkomomentteja aksiaalissymmetrisen allasrakenteen osassa, joka on kaukana epäjatkuvuuskohdista (kuva 4.16).



Kuva 4.16. Aksiaalissymmetrisen säiliön tutkittava osa kaukana epäjatkuvuuskohdista

Aksiaalissymmetrisen rakenteen geometrian vuoksi lineaarisen lämpötilagradientin aiheuttama kaavan 4.4 mukainen käyritymä ei pääse muodostumaan vaan on täysin

estynyt. Lämpökuormasta aiheutuvat pakkovoimat muodostuvat tällöin täysisuuruisiksi ja rakenteen halkeilu määrää lopullisten pakkovoimien suuruuden. ACI-normissa aksiaalissymmetristen rakenteiden pakkovoimalaskenta on jaettu kahteen osaan suhteen e/d perusteella. Tapauksille, joissa $e/d \geq 0,7$, on esitetty yksinkertaistettu laskentamenetelmä, jossa oletetaan, että pakkomomentin suuruus ei juurikaan riipu rakenteeseen vaikuttavasta normaalivoimasta niin kauan kun normaalivoima täyttää seuraavan ehdon

$$-300 \leq \frac{N}{bdE_c\alpha\Delta T} \leq 300 \quad (4.25) [13, s.22]$$

Ehdon ollessa voimassa voidaan normaalivoima olettaa nolllaksi poikkileikkauksen neutraaliakselin paikkaa laskettaessa. Neutraaliakselin paikkaa kuvaavalle kertoimelle k saadaan veto- ja puristusraudoitetulle poikkileikkaukselle

$$k = \sqrt{(2\rho'n + \rho n)^2 + 2[2\rho'n(d'/d) + \rho n]} - (2\rho'n + \rho n) \quad (4.26) [13, s.18]$$

ja pelkästään vetorausdoitetulle poikkileikkaukselle

$$k = \sqrt{(\rho n)^2 + 2\rho n} - \rho n \quad (4.27) [13, s.22]$$

Neutraaliakselin paikka poikkileikkauksessa on kd . Pakkomomenteille saadaan veto- ja puristusraudoitetulle poikkileikkaukselle, jossa $t = 1,1d$

$$M_{\Delta T} = E_c \frac{\alpha\Delta T b d^2}{1 - \nu} \left\{ -0,152k^3 + 1,818\rho'n \left(\frac{d'}{d} - k \right) \frac{d'}{d} + 0,909\rho n(1 - k) \right\} \quad (4.28) [13, s.22]$$

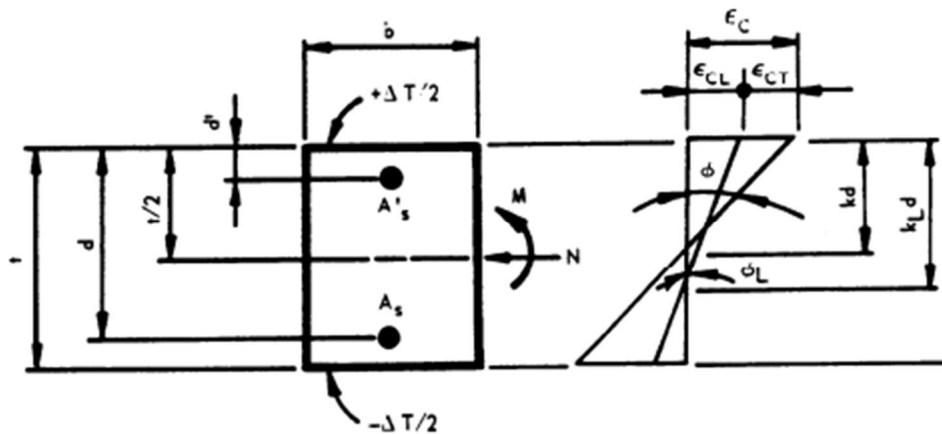
ja pelkästään vetorausdoitetulle poikkileikkaukselle, jossa $t = 1,1d$

$$M_{\Delta T} = \frac{E_c \alpha \Delta T b d^3 [(1 - k/3)k^2]}{2t(1 - \nu)} \quad (4.29) [13, s.22]$$

Esitetyt momenttikaavat ovat siis voimassa kun suhde $e/d \geq 0,7$. Puristavalle normaalivoimalle tämä raja on ehdoton, mutta vetävän normaalivoiman tapauksessa alaraja 0,7 antaa varmalla puolella olevia tuloksia. Vetävälle normaalivoimalle suhteen e/d tarkempi alaraja on määritelty liitteen 2 käyrästössä 3.3. Niin kauan kuin e/d ylittää kuvan ylemmän käyrän rajan, ovat momenttikaavat voimassa. Liitteen 2 käyrästössä 3.2 on esitetty kaavojen 4.28 ja 4.29 mukaisten pakkomomenttien käyrät raudoitusmäärän funktiona tilanteessa, jossa $d'/d = 0,1$ ja $t/d = 1,1$. Käyrästä havainnollistaa raudoituksen

vaikutusta pakkovoimamomentin suuruuteen betonin halkeilleessa tilassa. Vertailun vuoksi siinä on esitetty myös halkeilemattoman rakenteen pakkomomentti.

Toinen, suhteesta e/d riippumaton, laskentamenetelmä on edellä esitettyä laskentamenetelmää huomattavasti monimutkaisempi. Se ottaa rakenteeseen kohdistuvien mekaanisten kuormien aiheuttaman normaalivoiman N ja taivutusmomentin M huomioon, mikä tekee laskennasta suuritöisempää. Tämän vuoksi ACI on koonnut valmiit käyrästöt pakkomomenttien määrittämiseen. Ennen käyrästöihin perehtymistä tutkitaan kuitenkin hieman mihin käyrästöjen tulokset perustuvat. Kuvassa 4.17 on esitetty aksiaalisymmetrisen poikkileikkauksen laskennan merkinnät ja muodonmuutokset.



Kuva 4.17. Poikkileikkauksen muodonmuutokset kuormien M , N ja ΔT alaisena

Otettaessa mekaanisten kuormien aiheuttamat rasitukset huomioon voidaan rakenteen lopullisen käyristymän olettaa muodostuvan sekä mekaanisten kuormien aiheuttamasta käyristymästä ϕ_L että lämpökuorman aiheuttamasta käyristymästä ϕ_T . Nämä käyristymät ovat keskenään summattavissa. Lämpökuorman aiheuttaman käyristymän tiedetään olevan kaavan 4.4 mukainen ja mekaanisten kuormien aiheuttama käyristymä voidaan esittää muodossa $\phi_L = \epsilon_{cL}/k_L d$, jolloin lopulliseksi käyristymäksi saadaan

$$\phi = \frac{\epsilon_{cL}}{k_L d} + \frac{\alpha \Delta T}{t} = \frac{f_c}{E_c k d} \quad (4.30) \text{ [13, s.22]}$$

Kun Hooken lain oletetaan olevan voimassa, voidaan venymät esittää jännityksen ja kimmomoduulin suhteina ja saatavasta yhtälöstä edelleen ratkaista poikkileikkauksessa vaikuttava lopullinen maksimipuristusjännitys

$$f_c = \left(\frac{f_{cL}}{E_c k_L d} + \frac{\alpha \Delta T}{t} \right) E_c k d \quad (4.31) \text{ [13, s.23]}$$

Rakenneosan poikkileikkauksen sisäisten jännitysten on oltava tasapainossa ennen ja jälkeen lämpökuorman ΔT asettamisen, minkä vuoksi poikkileikkauksen on täytettävä

seuraavat ehdot. Ennen lämpökuorman asettamista mekaanisten kuormien on toteutettava ehdot

$$N = \frac{1}{2}f_{cL}bk_Ld + 2\rho'nbdf_{cL}\frac{k_L - d'/d}{k_L} + \rho nbdf_{cL}\frac{k_L - 1}{k_L} \quad (4.32) [13, s.23]$$

$$M = \frac{1}{2}f_{cL}bk_Ld\left(\frac{t}{2} - \frac{k_Ld}{3}\right) + 2\rho'nbdf_{cL}\frac{k_L - d'/d}{k_L}\left(\frac{t}{2} - d'\right) + \rho nbdf_{cL}\frac{1 - k_L}{k_L}\left(d - \frac{t}{2}\right) \quad (4.33) [13, s.30]$$

ja lämpökuorman asettamisen jälkeen mekaanisten kuormien ja lämpökuorman yhteisvaikutuksen on toteutettava ehdot

$$N = \frac{1}{2}f_cbk_d + 2\rho'nbdf_c\frac{k - d'/d}{k} + \rho nbdf_c\frac{k - 1}{k} \quad (4.34) [13, s.30]$$

$$\overline{M} = \frac{1}{2}f_cbk_d\left(\frac{t}{2} - \frac{kd}{3}\right) + 2\rho'nbdf_c\frac{k - d'/d}{k}\left(\frac{t}{2} - d'\right) + \rho nbdf_c\frac{1 - k}{k}\left(d - \frac{t}{2}\right) \quad (4.35) [13, s.31]$$

Rakenteeseen syntyvä sisäinen pakkomomentti saadaan edellä esitettyjen momenttien erotuksena

$$M_{\Delta T} = \overline{M} - M \quad (4.36) [13, s.31]$$

Momentin $M_{\Delta T}$ laskeminen ei kuitenkaan ole vielä mahdollista puuttuvien termien f_{cL} , k_L ja k vuoksi. Nämä saadaan kuitenkin ratkaistua edellä esitetyistä kaavoista. Halkeilleen poikkileikkauksen sisäisistä voimista M ja N aiheutuva maksimi puristusjännitys f_{cL} voidaan ratkaista kaavasta 4.32 termien N ja k_L funktiona. Saatu f_{cL} voidaan sijoittaa kaavaan 4.31 halkeilleen poikkileikkauksen sisäisistä voimista M ja N ja lämpökuormasta ΔT aiheutuvan lopullisen maksimi puristusjännityksen f_c ratkaisemiseksi termien N , k_L ja k funktiona. Seuraavaksi saatu f_c voidaan sijoittaa kaavaan 4.34 ja ratkaista tästä k termien k_L ja N funktiona. Lopulta jakamalla kaava 4.33 kaavalla 4.32 ja muistamalla että $M/N = e$ voidaan syntyvästä yhtälöstä ratkaista k_L , jonka kaavassa ei yhtään tuntematonta. Sijoittamalla ratkaistu k_L edellisiin laskentavaiheisiin saadaan kaikki tarvittavat tuntemattomat selvitettyä momentin $M_{\Delta T}$ ratkaisemiseksi.

Edellä esitetyn laskentaproseduurin ja syntyvien yhtälöiden monimutkaisuuden vuoksi ACI on koonnut valmiit käyrästöt pakkovoimamomenttien laskentaan. Nämä käyrästöt löytyvät liitteestä 2. Liitteen kuvan 3.3 avulla määritetään käytettävä käyrästö raudoitusmäärän ja suhteen e/d avulla. Käyrästöt 3.4–3.9 ovat voimassa puristavalle

normaalivoimalle N tapauksissa, joissa $1.0 \leq k_L \leq 0.1$. Mikäli suhde $e/d \geq 0,7$, voidaan kohtuullisella tarkkuudella puristavalle voimalle käyttää myös käyrästä 3.2. Vetävälle normaalivoimalle N käytetään ainoastaan käyrästä 3.2. Aksiaalissymmetrisen allasrakenteen pakkomomentin esimerkkilaskelma on esitetty liitteessä 3. Laskennassa täytyy huomioida, että lämpötilat ja lämpötilaerot on syötettävä Fahrenheit-asteina. Vaikka liitteessä 3 esitetty laskentamenetelmä onkin tarkoitettu aksiaalissymmetrisille rakenteille, voidaan laskentamentelmää käyttää pakkomomenttien arvioimiseen myös esimerkiksi suorakaiteen muotoisten altaiden pitkissä seinissä, joissa epäjatkuvuuskohdat ovat kaukana tarkastelupisteestä.

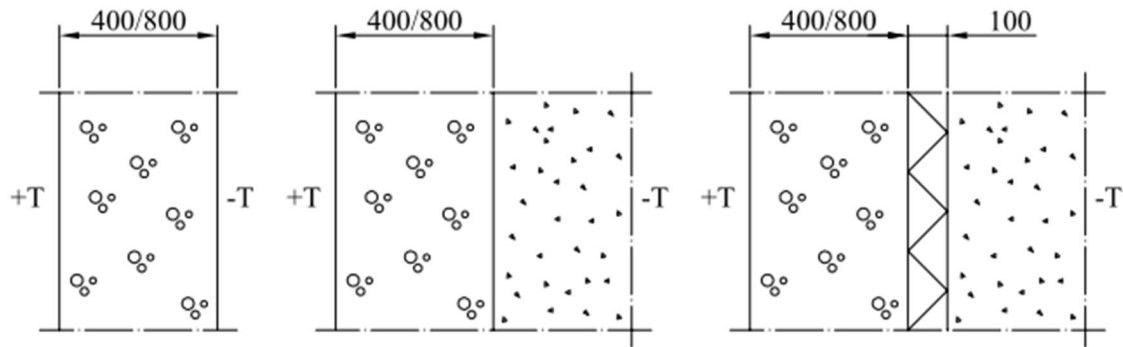
[13]

4.3 Lämpötilagradientti rakenteen läpi

Lämpökuormista aiheutuvia pakkovoimia laskettaessa on oleellista selvittää millaisen lämpötilajakauman lämpökuorma rakenteeseen aiheuttaa. Lämpötilajakauman muodolla on merkittävä vaikutus laskennassa käytettävän lämpötilagradientin suuruuteen. Rakenteen pintojen välisen lämpötilaeron pysyessä vakiona lämpötilajakauman muoto määrittääkin lämpötilagradientin suuruuden. Tavanomaisesti suunnittelussa lämpötilajakauman oletetaan olevan täysin lineaarinen, jolloin lämpötilagradientin arvona voidaan käyttää suoraan pintojen välistä lämpötilaeroa. Useimmiten rakenteen lämpeneminen tapahtuu kuitenkin rakenteen pinnoilta ja lämpöenergia johtuu yhä syvemmillä rakenteeseen. Tästä johtuen rakenteen pintakerrokset lämpenevät muita osia nopeammin muodostaen rakenteeseen vahvasti epälineaarisen lämpötilajakauman. Näissä tapauksissa lämpötilajakauman oletaminen täysin lineaariseksi ei ole järkevää, sillä se antaa lämpötilagradientille liian suuria arvoja. Siksi tässä luvussa pyritäänkin selvittämään lämpötilajakauman ja lämpötilagradientin kehitystä ajan funktiona tavanomaisimmissa betonialtaiden rakennetyypeissä eri lämpökuormilla.

Tässä tutkimuksessa lämpötilajakaumien selvittämiseen käytetään Comsol Multiphysics –ohjelmaa (versio 4.3.2.189). Comsolin Heat Transfer –moduulilla on mahdollista tutkia rakenteen lämpötilan kehitystä, kun siihen kohdistuu lämpökuormia ja myös muita luonnonilmiöitä kuten esimerkiksi tuulta. Lopuksi esitetään myös yksinkertaistettu laskentamenetelmä lämpötilajakauman määrittämiseksi betonissa.

Tutkimuksen kohteena on kolme erilaista allasrakennetta: pelkkä ilmanvastainen betonilaatta, maanvastainen betonilaatta ja eristetty maanvastainen betonilaatta. Rakennetyypit on esitelty kuvassa 4.18.



Kuva 4.18. Tutkittavat rakennetyypit

Laskennassa laatan paksuutena käytetään 400 mm ja 800 mm. Betonilaatan takana olevana maaperänä käytetään soraa ja eristeenä 100 mm Finnfoam-levyä. Betonin, soran ja Finnfoamin ominaisuudet on esitetty taulukossa 4.7.

Taulukko 4.7. Laskennassa käytettävät betonin, Finnfoamin ja soran ominaisuudet

	Betoni C30/37	Finnfoam 300	Sora
Tiheys (ρ)	2300 kg/m ³	40 kg/m ³	1950 kg/m ³
Lämmönjohtavuus (λ)	2,3 W/mK	0,036 W/mK	2,0 W/mK
Ominaislämpökapasiteetti (C_p)	1000 J/kgK	1300 J/kgK	1050 J/kgK

Lähtötilanteessa jokaisessa tarkastelussa betonin, ympäröivän ilman, eristeen ja soran lämpötilat ovat 0 °C. Rakenteisiin kohdistetaan kolme erisuuruista lämpökuormaa kukin erikseen: 40 °C neste, 80 °C neste ja auringonsäteily. Laskennassa käytettävän elementtiverkon tiedot on esitetty liitteessä 4.

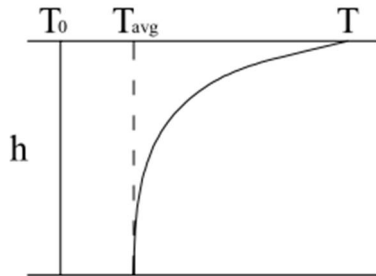
Saatavien lämpötilajakaumien avulla lasketaan rakenteisiin vaikuttavat lineaariset lämpötilagradientit ajan funktiona ja määritetään mitoittavat lämpötilagradienttien arvot. Kappaleessa 4.1 todettiin, että lämpötilajakauman epälineaarinen osuus ei aiheuta rakenteelle ulkoisia rasituksia. Siksi tämä osuus voidaan jättää huomiotta ja riittää kun selvitetään lämpötilajakauman tasainen ja lineaarinen osuus. Rakenteen lämpötilajakauman keskilämpötilan muutos on ΔT_u ja se voidaan laskea kaavalla 4.37.

$$\Delta T_u = \frac{1}{h} \sum_{i=1}^n T_i h_i \quad (4.37) \text{ [30, s.10]}$$

jossa h_i on poikkileikkauksen tarkasteltavan siivun korkeus ja T_i kyseisen siivun keskilämpötila. Tätä arvoa voidaan käyttää rakenteen tasaisen pituudenmuutoksen laskemiseen. Momenttilaskennassa käytettävä lämpötilajakauman tehollinen lineaarinen lämpötilagradientti saadaan laskettua kaavalla 4.38.

$$\Delta T_M = \frac{12}{h^2} \sum_{i=1}^n (T_i - T_{avg}) h_i x_i - \frac{1}{h} \sum_{i=1}^n (T_i - T_{avg}) h_i \quad (4.38) \text{ [30, s.10]}$$

jossa x_i on etäisyys tarkasteltavan siivun painokeskiöstä poikkileikkauksen painokeskiöön ja T_{avg} rakenteen koko poikkileikkauksen lämpötilan nousu.

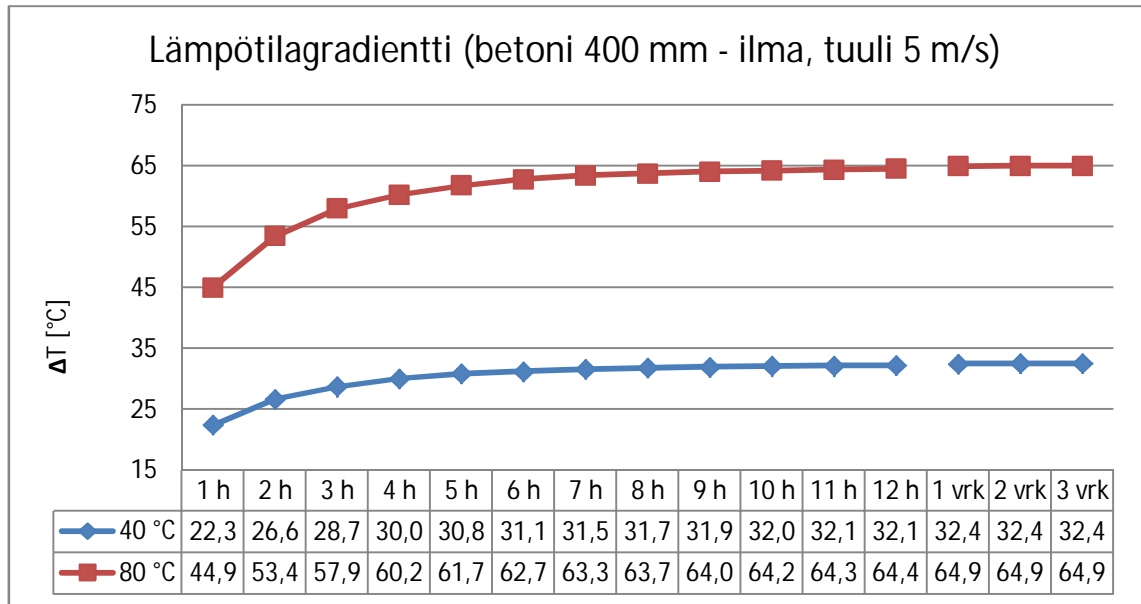


Kuva 4.19. Lämpötilajakauman osat lämpötilagradientin ΔT_M laskennassa

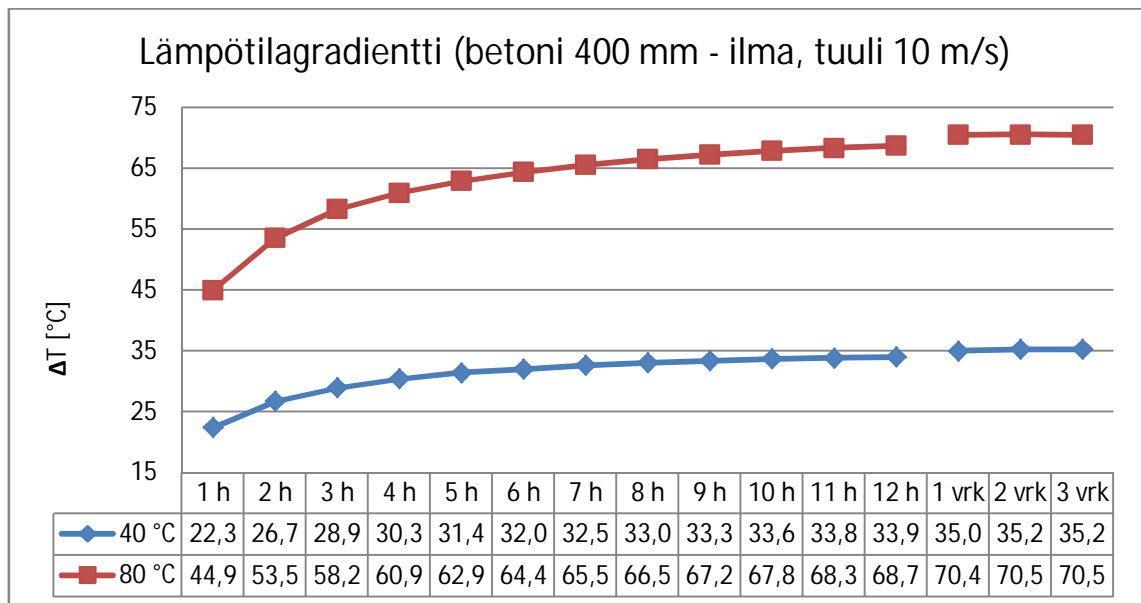
Kuvassa 4.19 on esitetty lämpötilagradientin laskennassa käytettävät lämpötilajakauman osat. T_0 on rakenteen lämpötila ennen lämpökuormitusta.

4.3.1 Ilmanvastainen betoniseinä ja nestelämpökuorma

Ilmanvastaisen betoniseinän tapauksessa seinän sisäpuoli altistetaan lämpökuormalle ulkopinnan ollessa kuormittamaton. Laboratoriomittauksissa havaittava betoniseinän ulkopinnan ns. skin effect eli ulkopinnan lämpeneminen ulkoilmaa lämpimämmäksi otetaan huomioon määrittämällä ulkopinnalle sopiva konvektiokerroin h . Itse lämpökuorman oletetaan pakottavan seinän sisäpinta vakiolämpötilaan, ja lämpökuorman oletetaan pysyvän vakiona. Lämpötilajakaumat lasketaan kahdessa eri ulkopinnan tilanteessa. Ensimmäisessä tilanteessa ulkopinnalla oletetaan vaikuttavan Suomen Rakentamismääräyskokoelman osan C4 mukaiset oletusolosuhteet, jolloin ulkopinnan pintavastus on $0,04 \text{ m}^2\text{K/W}$ [24, s.22]. Tällöin pinnan konvektiokertoimenä käytetään arvoa $25 \text{ W/m}^2\text{K}$. Tämä konvektiokertoimen arvo vastaa tilannetta, jossa ulkopintaan kohdistuu pinnan suuntainen tuuli, jonka nopeus on noin 5 m/s . Toisessa tapauksessa tarkastellaan tilannetta, jossa ulkopintaan kohdistuu pinnan suuntainen tuuli, jonka nopeus on 10 m/s . Pinnan konvektiokertoimenä käytetään tällöin arvoa $43,215 \text{ W/m}^2\text{K}$ [23, s.261]. Konvektiokertoimien laskenta on esitetty liitteessä 5.



Kuva 4.20. Lämpötilagradientin kehitys oletusolosuhteissa (betoni 400 mm – ilma)

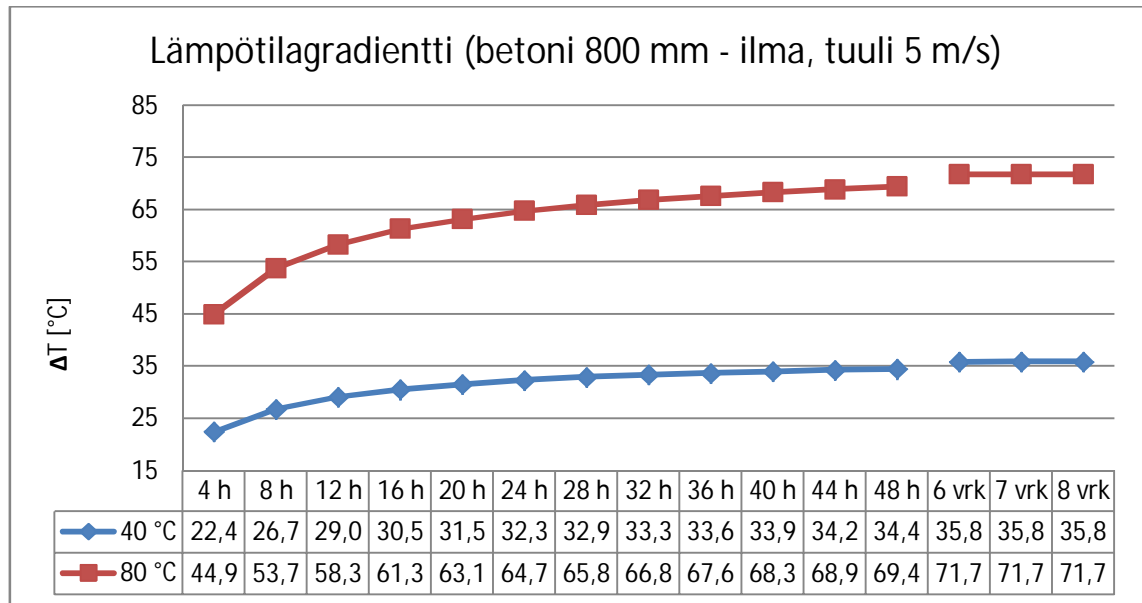


Kuva 4.21. Lämpötilagradientin kehitys 10 m/s tuulella (betoni 400 mm – ilma)

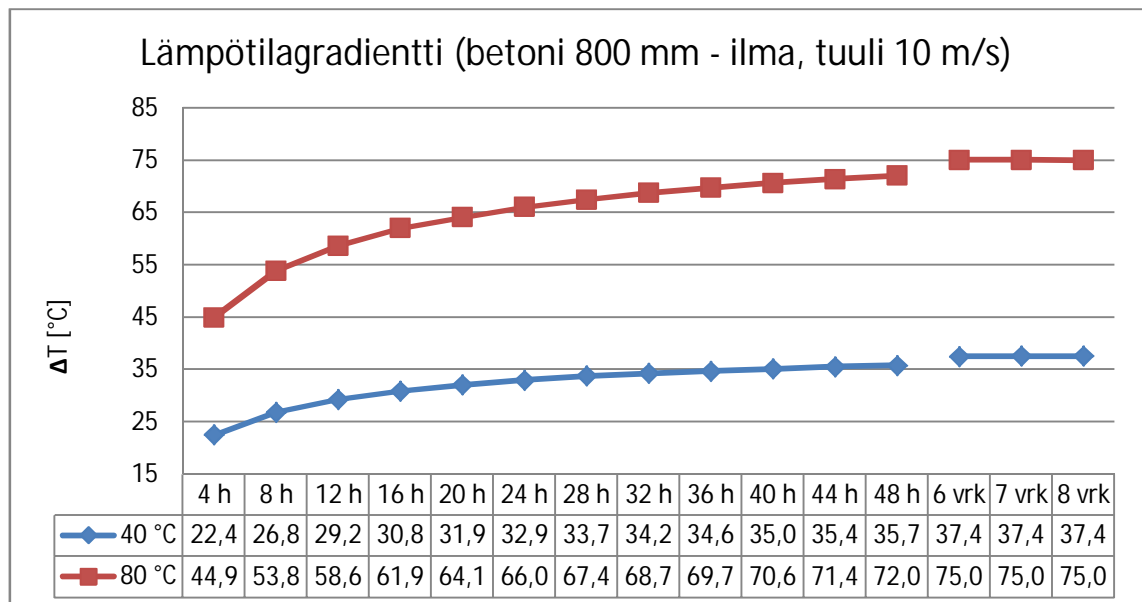
400 mm betonilaatalla lämpötilagradientit saavuttavat maksimiarvonsa ulkopinnan olosuhteista riippumatta noin 2 vuorokauden päästä kuormituksen alusta. Tässä vaiheessa lämpötilajakauma on saavuttanut lineaarisen muodon ja stationäärin tilan. Kuvien 4.20 ja 4.21 käyristä voidaan huomata, että lämpötilagradientin kasvu on erityisen nopeaa ensimmäisen neljän tunnin aikana, jolloin lämpötilagradientti saavuttaa oletusolosuhteissa jo noin 92 % maksimiarvosta ja 10 m/s tuulella 86 % maksimiarvosta. Lämpökuorman suuruudella ei näyttäisi olevan vaikutusta maksimiarvojen saavuttamiseen vaadittavaan aikaan. Maksimi lämpötilagradientti on oletusolosuhteissa noin 81 % lähtötilanteen pintojen välisestä lämpötilaerosta. 10 m/s tuulella vastaava osuus on noin 88 %. Liitteessä 7 esitetyistä lämpötilajakaumien kuvaajista huomataan, että tuulella on

laatan ulkopintaa jähdyttävä vaikutus. Tämän vuoksi tuulennopeuden kasvattaminen viidestä metrissä sekunnissa kymmeneen metriin sekunnissa kasvattaa lämpötilagradienttia noin 8,5 %.

Tuloksista on hyvä havaita, että lämpökuorman kaksinkertaistaminen kaksinkertaistaa myös lämpötilagradientin suuruuden riippumatta ulkopinnan olosuhteista. Tämä mahdollistaa muiden lämpökuormien aiheuttamien lämpötilagradienttien arvojen interpoloimisen oheisten kuvaajien avulla.



Kuva 4.22. Lämpötilagradientin kehitys oletusolosuhteissa (betoni 800 mm – ilma)



Kuva 4.23. Lämpötilagradientin kehitys 10 m/s tuulella (betoni 800 mm – ilma)

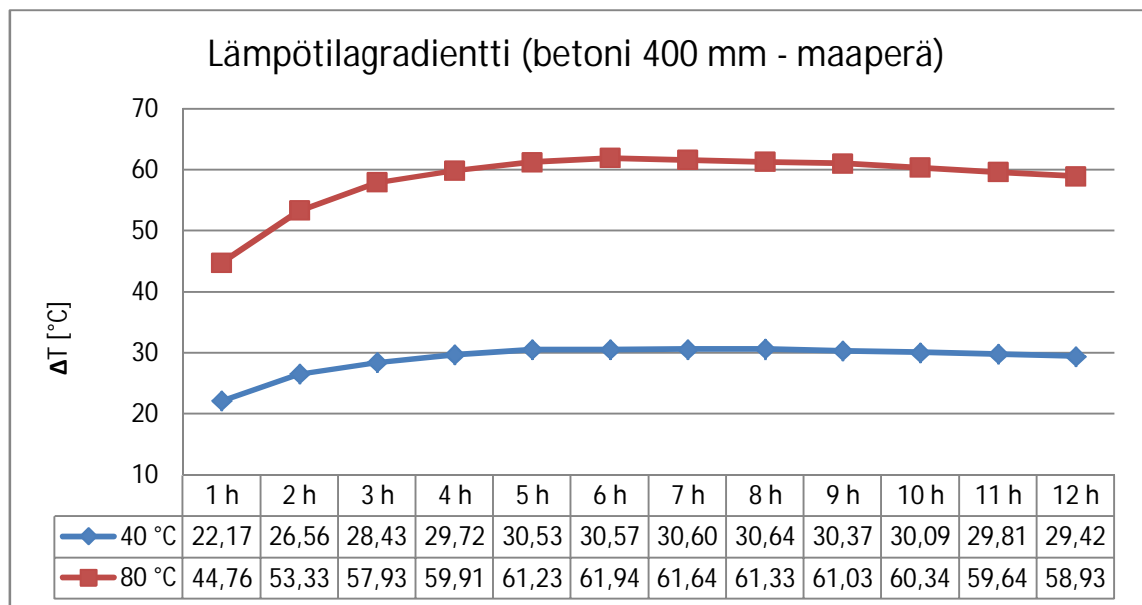
800 mm betonilaatalla (kuvat 4.22 ja 4.23) lämpötilagradientit saavuttavat maksimiarvonsa huomattavasti hitaammin 400 mm betonilaattaan verrattuna. Maksimit saa-

vutetaan nyt noin viikon päästä kuormituksen alkamisesta ja ne kasvavat hivenen suuremmiksi kuin 400 mm betonilaatalla. Nyt maksimi lämpötilagradientti on oletusolosuhteissa noin 90 % ja 10 m/s tuulella noin 94 % lähtötilanteen pintojen välisestä lämpötilaerosta. Paksummalla laaatalla tuulen vaikutus lämpötilagradientin suuruuteen on pienempi. Ulkopinnan 10 m/s tuuli kasvattaa nyt lämpötilagradientin maksimia noin 4,5 %. 800 mm ja 400 mm laattojen tuloksia vertaamalla voidaan havaita, että laatan paksuuden kaksinkertaistaminen näyttäisi karkeasti nelinkertaistavan maksimiarvojen saavuttamiseen vaadittavan ajan.

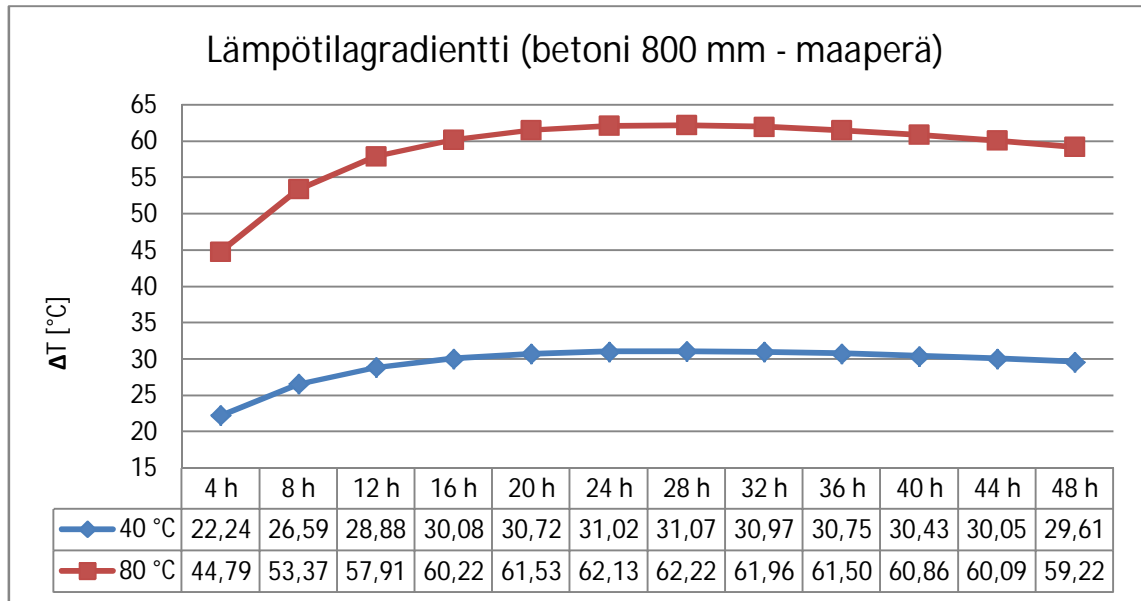
Kuvien 4.22 ja 4.23 esittämiä lämpötilagradientteja vastaavat lämpötilajakaumien kuvaajat löytyvät liitteestä 7.

4.3.2 Maanvastainen betonilaatta ja nestelämpökuorma

Maanvastaisen betonilaatan tapauksessa rakenteen alaan puoleinen pinta altistetaan lämpökuormalle samalla tavoin kuin ilmanvastaisen rakenteen tapauksessa. Betonilaatan takana käytettävä maa-aines on soraa ja laskentamalliin se on mallinnettu kahden metrin paksuisena kerroksena. Betonilaatan ja maaperän välillä tapahtuu normaalia lämmön johtumista.



Kuva 4.24. Lämpötilagradientin kehitys (betoni 400 mm – maaperä)

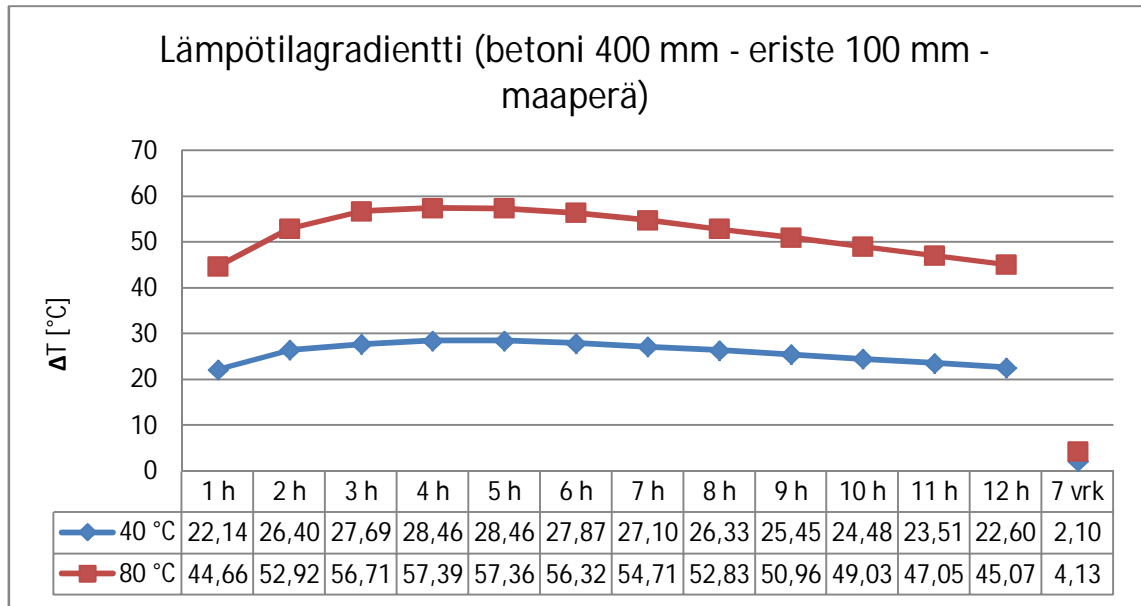


Kuva 4.25. Lämpötilagradientin kehitys (betoni 800 mm – maaperä)

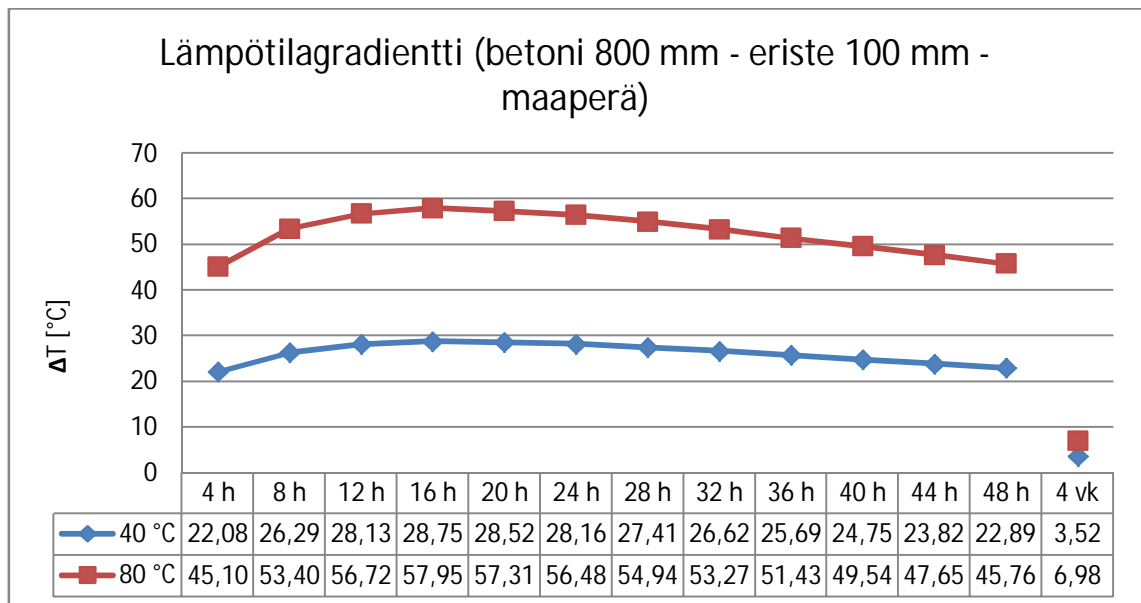
Kuvista 4.24 ja 4.25 nähdään, että kuormituksen alkuvaiheessa lämpötilagradientin kehitys on hyvin samankaltaista kuin ilmanvastaisten betonilaattojen tapauksessa. Eroja alkaa syntyä siinä vaiheessa, kun lämpökenttä saavuttaa laatan maanvastaisen pinnan ja laatan tausta alkaa lämmetä. Ilmanvastaiseen tapaukseen verrattuna laatan takapinta lämpeneekin selvästi enemmän, kuten liitteen 7 kuvaajista voidaan havaita. Tällöin lämpötilagradienttien kasvunopeus hidastuu ja lopulta pysähtyy. Nyt maksimiarvoja ei saavutetakaan stationääritilassa kuten ilmanvastaisissa laatoissa. Maksimiarvot saavutetaan 400 mm laattalla noin 7 tunnin ja 800 mm laattalla 28 tunnin kuluttua, minkä jälkeen lämpötilagradientit alkavat hiljalleen laskea laatan takapinnan ja maan lämpenemisen vuoksi. Molemmilla laatoilla lämpötilagradienttien maksimiarvot ovat lähes samat. Näin ollen maksimiarvot ovat noin 74 % lähtötilanteen pintojen välisestä lämpötilaerosta. Laattojen lämpötilajakaumien stationääritilat saavutetaan vasta, kun maaperä on lämmennyt vakio- ΔT -tilaansa. Stationääritilan saavuttamiseen vaadittava aika on huomattavan pitkä maaperän hitaan lämpenemisen vuoksi. Stationääritilassa lämpötilagradientti on pienentynyt lähes olemattomaksi.

4.3.3 Maanvastainen eristetty betonilaatta ja nestelämpökuorma

Maanvastaisen eristetyn laatan tapauksessa betonilaatan maanvastainen puoli on eristetty 100 mm Finnfoam-kerroksella. Muilta osin tapaus vastaa täysin eristämätöntä maanvastaista laattaa. Eristyskerros hidastaa lämmön johtumista laatasta maaperään.



Kuva 4.26. Lämpötilagradientin kehitys (betoni 400 mm – eriste – maaperä)



Kuva 4.27. Lämpötilagradientin kehitys (betoni 800 mm – eriste – maaperä)

Kuvista 4.26 ja 4.27 voidaan huomata, että eristeen lisääminen maanvastaiseen laattaan sekä nopeuttaa lämpötilagradientin maksimin saavuttamista että pienentää hivenen maksimiarvoja. Maksimit saavutetaan nyt 400 mm laattalla 4 tunnin kohdalla ja 800 mm laattalla 16 tunnin kohdalla. Tämä johtuu eristekerroksen betonilaatan takapintaa lämmittävistä vaikutuksista. Laatta pääsee lämpenemään kauttaaltaan nopeammin, minkä vuoksi lämpötilagradientti alkaa maksimin saavuttamisen jälkeen laskea selkeästi eristämätöntä tapausta nopeammin. Tässäkin tapauksessa laatan paksuudesta riippumatta lämpötilagradientin maksimiarvot saavuttavat käytännössä saman suuruuden. Maksimiarvot ovat molemmilla laatan paksuuksilla noin 71 % lähtötilanteen pintojen välisestä lämpötilaerosta. Kuvissa 4.26 ja 4.27 on esitetty myös tilanteet, jolloin lämpötilaja-

kaumat ovat lähes saavuttaneet stationääritilansa. 400 mm laatalle tämä tilanne saavutetaan noin viikon ja 800 mm laatalle neljän viikon kuluttua. Tällöin lämpötilagradientit ovat laskeneet lähes olemattomiksi. Stationääritilassa lämpötilajakauma on betonilaatassa lineaarinen, joten kuvissa esitetyt viikon ja neljän viikon lämpötilagradientit vastaavat suoraan laatan pintojen välisiä lämpötilaeroja. Esimerkiksi 400 mm laatalle ja 40 asteen lämpökuormalla viikon päästä laatan pintojen välinen lämpötilaero on enää 2,1 °C. Kuvien 4.26 ja 4.27 esittämiä lämpötilagradientteja vastaavat lämpötilajakaumien kuvaajat löytyvät liitteestä 7.

Kaikissa edellä esitetyissä tutkimustilanteissa betonilaatan lämpötilajakaumat kehittyvät 400 mm laatoilla ensimmäisen kahden tunnin ajan identtisesti. 800 mm laatoilla vastaava aika on kahdeksan tuntia. Rakennetyypillä ja laatan paksuudella ei siis kuormituksen alkuvaiheessa ole vaikutusta lämpötilagradientin suuruuteen. Kuitenkin lämpökentän saavutettua laatan takapinnan alkaa rakennetyyppi ja laatan paksuus vaikuttaa oleellisesti lämpötilagradientin suuruuteen. Lämpökuorman suuruudella on sen sijaan suuri vaikutus lämpötilagradientin suuruuteen kaikkina kuormituksen ajankohtina, kuten olettaa saattoi. Lämpökuorman kaksinkertaistaminen kaksinkertaistaa aina myös lämpötilagradientin. Tämän vuoksi lämpötilagradientin määrittäminen muille laatan paksuudelle onnistuu interpoloimalla esitettyjen laattojen tuloksia. On myös hyvä huomata, että lämpökuorman suuruudella ei ole vaikutusta lämpötilagradientin maksimin saavuttamiseen vaadittavaan aikaan, mutta laatan paksuuden kaksinkertaistaminen noin nelinkertaistaa maksimin saavuttamiseen vaadittavan ajan.

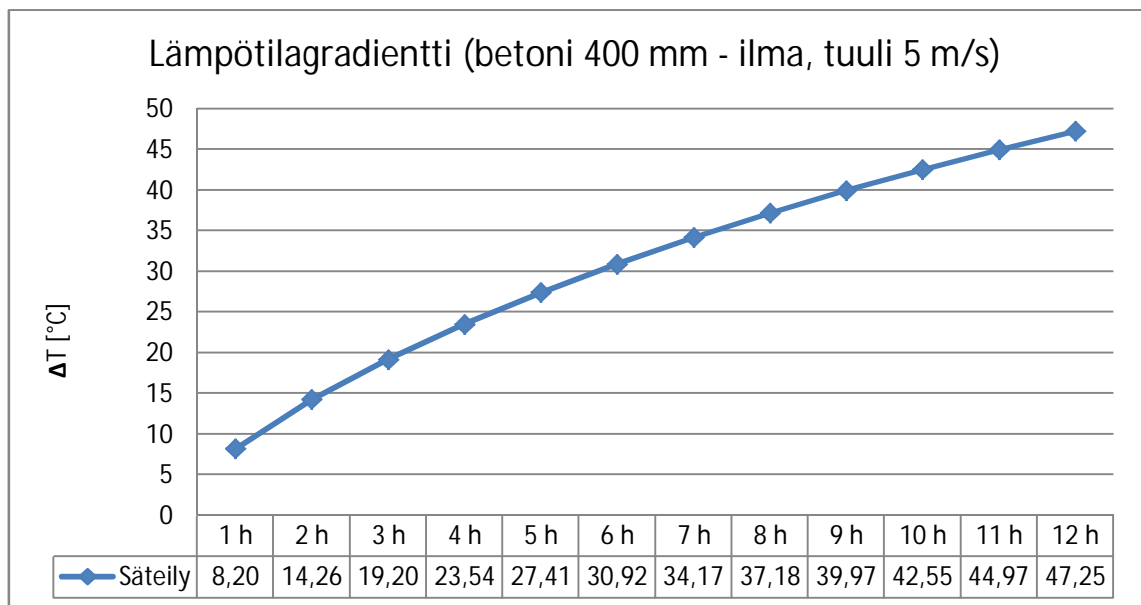
Yhteenvetona nestelämpökuormista voidaan todeta, että lämpötilagradientin tarkemmasta analysoimisesta on hyötyä. Lämpötilagradienttien maksimit ovat esitetyissä tapauksissa rakennetyypistä ja laatan paksuudesta riippuen 6-29 % pienempiä kuin olettamalla lämpötilajakauma täysin lineaariseksi ja käyttämällä gradienttina lähtötilanteen pintojen välistä lämpötilaeroa. Pienempi lämpötilagradientti johtaa pienempiin pakko-voimiin ja sitä kautta pienempään raudoitustarpeeseen. Suurimmat säästöt raudoituksessa saadaan aikaan eristämällä laatta. Vaikka lämpötilagradientin maksimiarvojen saavuttamiseen vaadittava aika voi tietyissä tapauksissa olla pitkä ja suunnittelussa tarkasteltaisiin vain hyvin lyhytaikaista kuormitustilannetta, tulisi näistä seikoista huolimatta suunnittelussa käyttää aina maksimigradientin arvoa. Tämä siksi, että näissäkin tapauksissa lämpötilagradientti nousee hyvin nopeasti lähelle maksimiarvoa, kuten esimerkiksi ilmanvastaisten laattojen tapauksessa aiemmin todettiin.

4.3.4 Rakenteet auringonsäteilyn alaisena

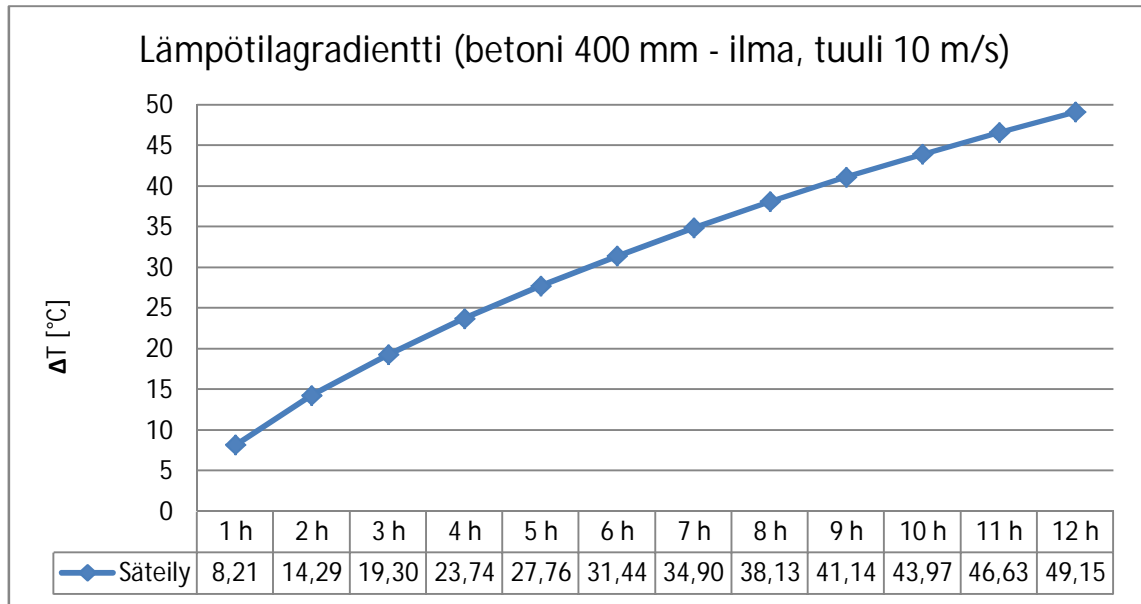
Auringonsäteilyn aiheuttama lämpökuorma poikkeaa olennaisesti nestelämpökuormista. Lämpöenergia siirtyy betoniin johtumisen sijaan säteilemällä ja lisäksi auringonsäteily lämmittää laattaa auringon korkeuskulmasta ja laatan asennosta riippuen muuttuvalla teholla, kun taas nestelämpökuorman tapauksessa lämpökuorman suuruus voi pysyä vakiona. Kuormitetun pinnan lämpötila ei nesteen tapauksessa missään vaiheessa lämpene nestettä lämpimämmäksi, mutta auringonsäteilyn lämmittäessä laattaa tavanomaisissa ulko-olosuhteissa voi rakenteen pintalämpötila nousta huomattavasti ympäristöään

lämpimämmäksi. Auringonsäteilyn vaikutus rakenteisiin on kuitenkin ajallisesti hyvin rajoittunutta verrattuna nestelämpökuormiin, jotka voivat vaikuttaa rakenteisiin hyvinkin pitkiä aikoja. Esimerkiksi Tampereella kesäpäivänseisauksen aikaan aurinko paistaa yhtäjaksoisesti noin 19,5 tuntia ja talvipäivänseisauksen aikaan vain noin 5,3 tuntia vuorokaudessa. Sääoloista, ympäristön maanmuodoista, rakennetusta ympäristöstä ja kasvillisuudesta johtuen rakenteeseen kohdistuvan auringonsäteilyn vaikutusaika on kuitenkin usein huomattavasti pienempi.

Tässä kappaleessa tutkitaan auringonsäteilyn aiheuttamaa lämpökuormaa edellä mainituille kolmelle rakennetyypille. Laskennan yksinkertaistamiseksi auringon säteilytehon oletetaan pysyvän vakiona. Säteilyteho laskelmissa käytetään 862 W/m^2 . Tämä vastaa Suomessa suurimmillaan kesäaikaan vaakapinnalle osuvaa suoraa säteilytehoa kirkkaana aurinkoisena päivänä. Betonin absorptiokertoimenä auringonsäteilylle käytetään arvoa 0,7, joten betonilaattaan absorboituva säteilyteho on 603 W/m^2 . Auringon säteilytehon laskenta on esitetty liitteessä 6. Laskelmissa rajoitutaan tarkastelemaan 12 tunnin yhtäjaksoista auringonpaistetta.

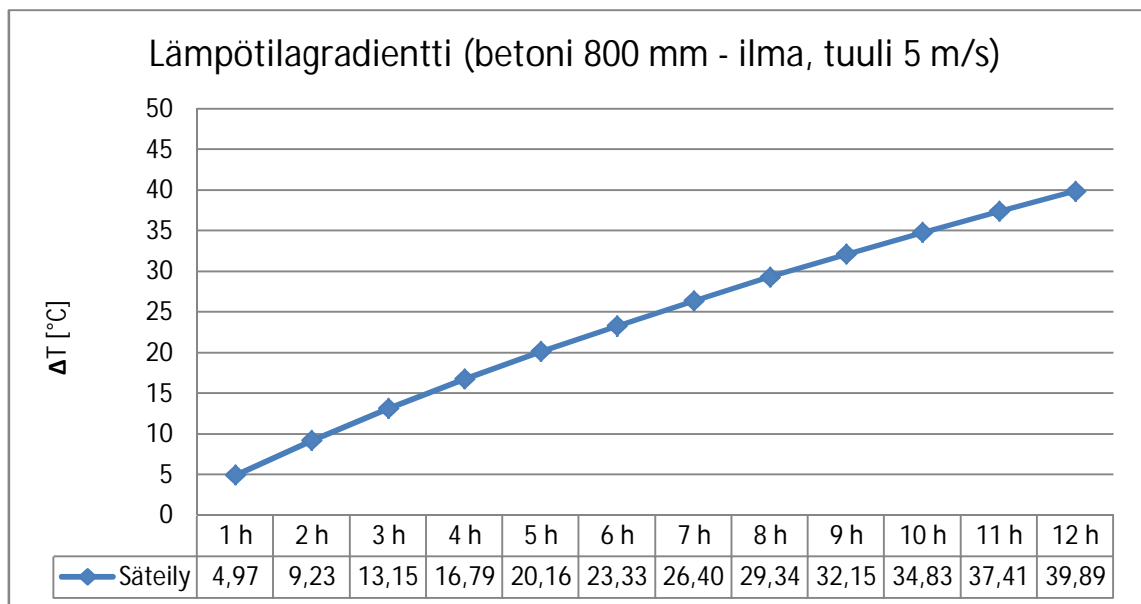


Kuva 4.28. Lämpötilagradientin kehitys (betoni 400 mm - ilma, oletusolosuhteet)

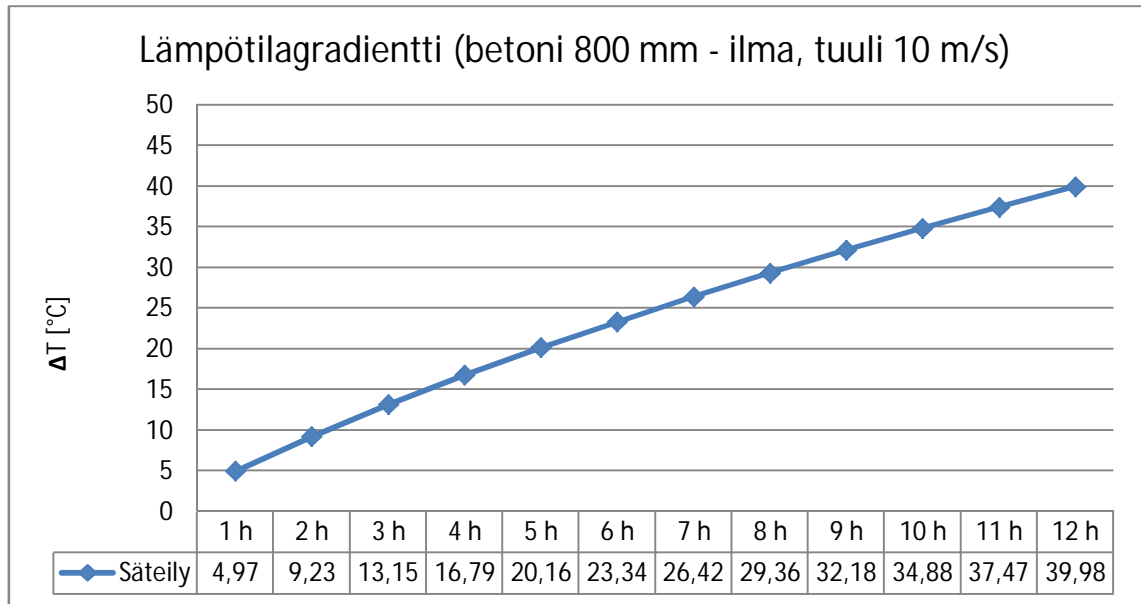


Kuva 4.29. Lämpötilagradientin kehitys (betoni 400 mm - ilma, tuuli 10 m/s)

Kuvissa 4.28 ja 4.29 on esitetty ilmanvastaisten 400 mm paksujen laattojen lämpötilagradienttien kehitys. Laatan ulkopinnan suuntaisella tuulella ei nyt ole kovinkaan suurta vaikutusta lämpötilagradientin suuruuteen. Liitteen 8 kuvaajista nähdään, että molemmissa tapauksissa laatan pinnan lämpötila ehtii nousta 12 tunnin aikana reiluun 61 asteeseen. Laatan takapinnan lämpötila nousee samassa ajassa oletusolosuhteissa noin viisi astetta ja 10 m/s tuulella neljä astetta.

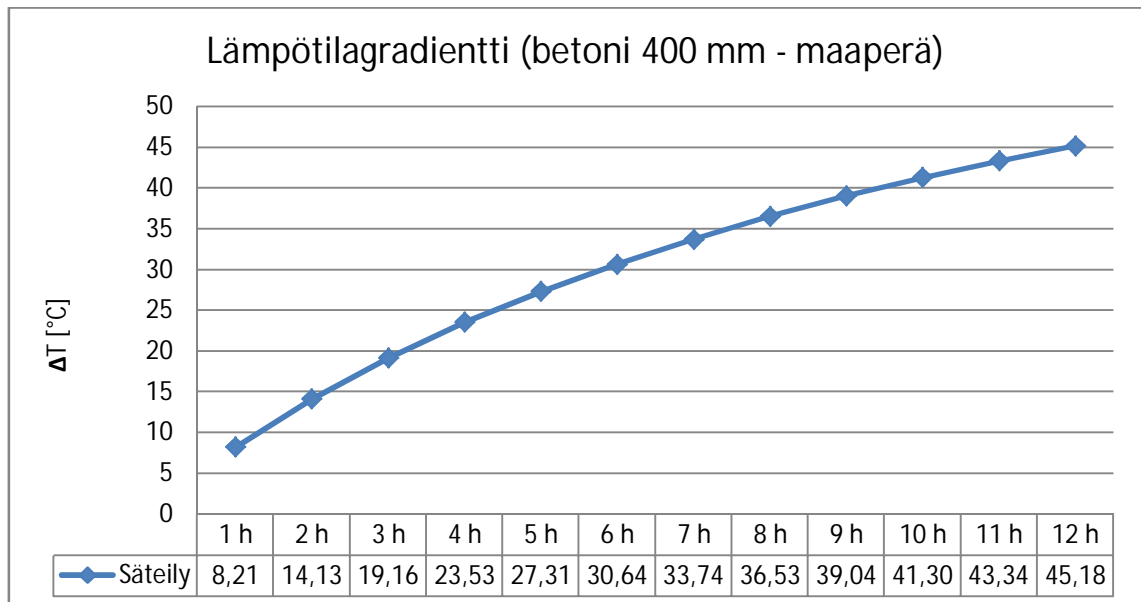


Kuva 4.30. Lämpötilagradientin kehitys (betoni 800 mm - ilma, oletusolosuhteet)

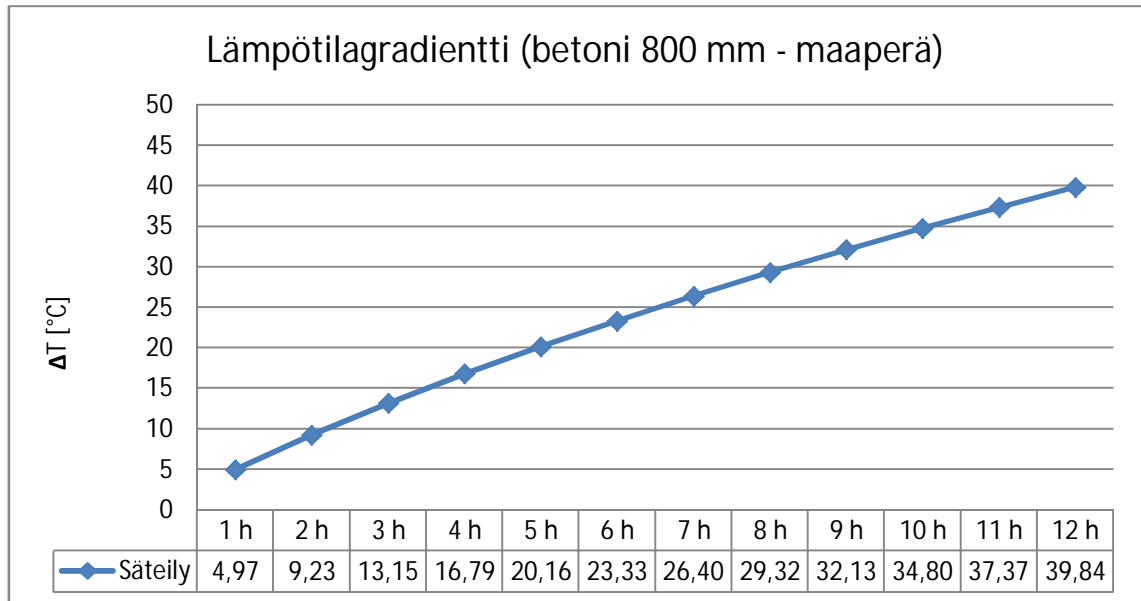


Kuva 4.31. Lämpötilagradientin kehitys (betoni 400 mm - ilma, tuuli 10 m/s)

Paksummalla 800 mm laattalla tuulen vaikutus lämpötilagradientin suuruuteen on käytännössä olematon (kuvat 4.30 ja 4.31). Tämä johtuu siitä, että näin paksulla laattalla takapinta ei juuri ehdi lämmetä 12 tunnin aikana ja näin ollen tuulen jäähdyttävä ominaisuuskaan ei ehdi vaikuttaa. Laatan paksuudesta johtuen laatta ei myöskään ehdi saavuttaa yhtä suuria lämpötilagradientin arvoja kuin 400 mm laatta.

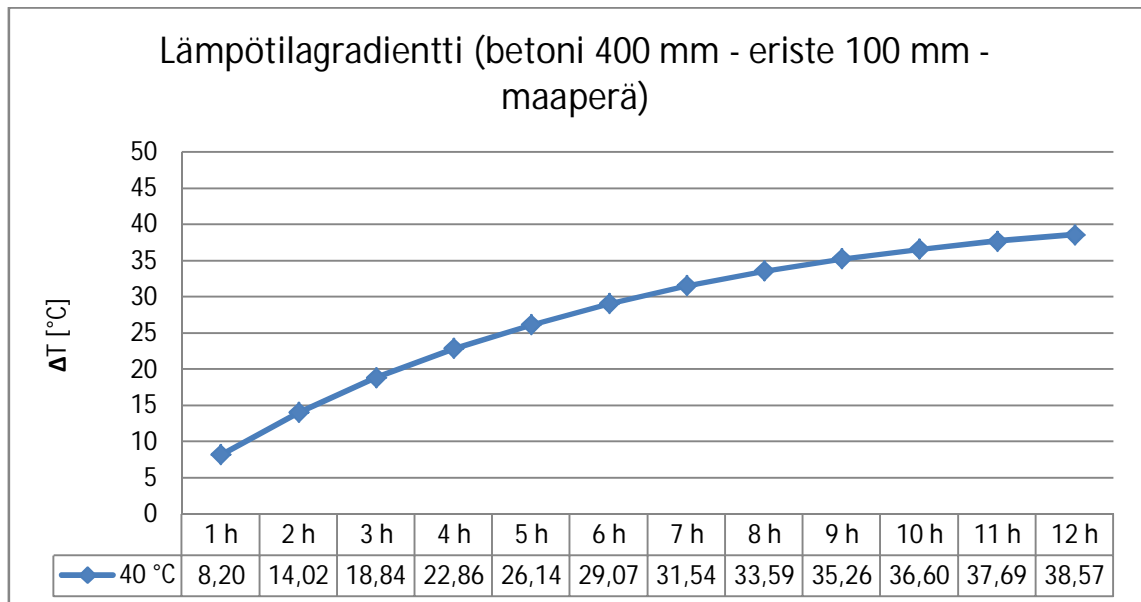


Kuva 4.32. Lämpötilagradientin kehitys (betoni 400 mm - maaperä)

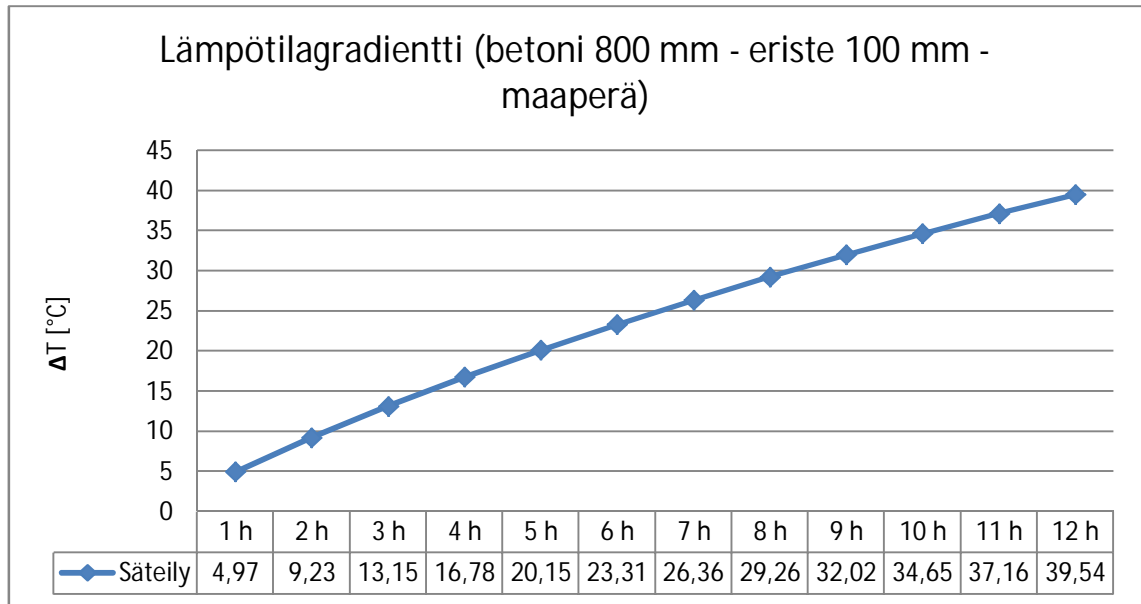


Kuva 4.33. Lämpötilagradientin kehitys (betoni 800 mm - maaperä)

Maanvastaisen laatan tapauksessa 400 mm laatalle (kuva 4.32) lämpötilagradientin kehitys on hyvin lähellä 400 mm ilmanvastaisen laatan oletusolosuhteiden tapausta. 12 tunnin kohdalla näiden tapausten välillä on eroa 2 astetta. Sen sijaan 800 mm laatan (kuva 4.33) lämpötilagradientin kehitys maanvastaisella laatalle on identtistä vastaavan ilmanvastaisen laatan oletusolosuhteiden kanssa.



Kuva 4.34. Lämpötilagradientin kehitys (betoni 400 mm – eriste 100 mm - maaperä)



Kuva 4.35. Lämpötilagradientin kehitys (betoni 800 mm – eriste 100 mm - maaperä)

Eristetyn maanvaraisen laatan tapauksessa 400 mm laattalla (kuva 4.34) eristys pienentää hieman lämpötilagradienttia kuormitusajan kasvaessa. 12 tunnin kohdalla eristetyt laatan lämpötilagradientti on 6,6 astetta pienempi. Sen sijaan 800 mm laattalla (kuva 4.35) eristyksellä ei enää juuri ole vaikutusta lämpötilagradientin kehitykseen. Tämä johtuu siitä, että 12 tunnin aikana auringonsäteily ei vielä ehdi lämmittää laatan takapintaa, jolloin eristyksestä ei ole hyötyä.

Lyhyen vaikutusaikansa ja erilaisen lämmitystehon vuoksi auringonsäteilyn rasittamalla laattalla rakennetyypillä vaikuttaisi oleva pienempi merkitys lämpötilagradientin kehittymiseen kuin nestelämpökuormilla. Jokaisessa tapauksessa lämpötilagradientin kehitys on lähes lineaarista eivätkä laattojen lämpötilajakaumat ehdi saavuttaa stationääritilojansa. Lämpötilajakaumat pysyvät epälineaarisina koko kuormitusajan.

Edellä esitettyjen kuvaajien avulla kuhunkin suunnittelutilanteeseen sopivaa lämpötilagradientin arvoa määritettäessä on otettava huomioon, että laskennassa on käytetty vakio säteilytehoa, joka edustaa suurinta kesän säteilytehoa Suomessa. Todellisuudessa säteilyteho muuttuu päivän mittaan ollen suurimmillaan keskipäivällä ja painuen nolleen auringon laskiessa horisontin taa. Auringon voidaankin olettaa paistavan maksimitehollaan enintään parin tunnin ajan. Kappaleen alussa luetelluista ulkoisista syistä johtuen on myös harvinaista, että auringonsäteily vaikuttaisi rakenteeseen 12 tuntia. Näiden seikkojen vuoksi järkevän auringonsäteilyn keston määrittäminen on tärkeää. Voidaan sanoa, että edellä esitetyt 12 tunnin lämpötilagradientit eivät ole suunnittelussa tarpeellisia. Ne ovat teoreettisia arvoja ja eivät todellisuudessa koskaan toteudu. Koko päivän auringonpaisteen aiheuttamaa lämpötilagradientin ehdotonta maksimia voidaan arvioida säteilystä laattaan päivän aikana imeytyneen energian perusteella. Kesäpäivänseisauksen aikaan täysin aurinkoisena ja pilvettömänä päivänä laattaan sitoutuva energian määrä on noin 6000 Wh/m^2 (ks. liite 6). Yllä esitetyissä kuvaajissa käytetyllä 603 W/m^2 vakioteholla saman energiamäärän saavuttamiseen menisi noin 10 tuntia. Nämä

10 tunnin lämpötilagradientin arvot ovat esimerkiksi maanvastaisilla laatoilla samaa suuruusluokkaa kuin kappaleessa 4.2.1 esitetty Eurokoodin arvio maanvastaisen laatan lämpötilagradientille. On kuitenkin huomioitava, että silloissa sääolosuhteista aiheutuvana lämpötilagradienttina käytetään usein 10–15 °C, mikä on huomattavasti pienempi kuin edellä esitettyjen 10 tunnin lämpötilagradienttien arvot. Eurokoodin silloille esittämä arvio lämpötilagradientin suuruudesta kuvastanee todellisuutta näistä kolmesta vaihtoehdosta parhaiten.

4.3.5 Lämpötilajakauman käsinlaskenta

Edellä tutkimme lämpökuorman aiheuttamia lämpötilajakaumia rakenteessa FEM-ohjelmiston avulla. Aina tämä ei kuitenkaan ole mahdollista, joten lämpötilajakauman muotoa tulisi pystyä arvioimaan myös käsin laskemalla. Tässä kappaleessa esitetään rakenteen lämpötilajakauman laskentamenetelmä, jonka avulla voidaan määrittää rakenteen lämpötila eri syvyyksillä ajan funktiona.

Esitettävä lämpötilajakauman laskentakaava perustuu yhden dimension lämmönjohtumisen periaatteisiin, jossa lämmön johtumiseen vaikuttavia tekijöitä ovat materiaalin lämmönjohtavuus, ominaislämpökapasiteetti ja tiheys. Laskennassa tutkittavan rakenteen poikkileikkaus jaetaan äärelliseen määrään kerroksia, joiden painokeskiön lämpötila määritetään. Kerroksen i lämpötila on

$$T_i = T_1 + (T_2 - T_1) * \frac{x_i}{H} + \frac{2}{\pi} \sum_{n=1}^{\infty} \left(\left\{ \frac{(T_2 \cos(n\pi) - T_1) - (T_2' \cos(n\pi) - T_1')}{n} \right\} * \sin\left(\frac{n\pi x_i}{H}\right) * \exp\left(\frac{-kn^2\pi^2 t}{H^2}\right) \right) \quad 4.39 [17, s.5]$$

, jossa H on laatan paksuus, x_i etäisyys laatan alapinnasta kerroksen i painokeskiöön, T_1 laatan alapintaan kohdistuva lämpökuorma, T_2 laatan yläpintaan kohdistuva lämpökuorma, T_1' laatan alapinnan alkulämpötila, T_2' laatan yläpinnan alkulämpötila, k terminen diffusiviteetti ja t kulunut aika. Terminen diffusiviteetti lasketaan seuraavasti

$$k = \frac{\lambda}{\rho C_p} \quad 4.40$$

Laskentamenetelmän rajoituksena FEM-laskentaan verrattuna on, että se ei pysty huomioimaan laatan alapinnan lämpenemistä yläpinnan lämpökuormituksen seurauksena, vaan pakottaa molemmat pinnat lähtötiedoissa annettuihin lämpötiloihin. Saatua lämpötilajakaumaa voidaan käyttää lämpötilagradientin laskentaan kaavan 4.38 avulla, mutta saadut lämpötilagradientin arvot ovat liian suuria FEM-laskennalla aikaasaatuihin

tarkempiin arvoihin verrattuna. Liitteessä 9 on esitetty esimerkkilaskelma 400 mm betonilaatan lämpötilajakaumasta 40 °C lämpökuormalla kahden tunnin kuluttua kuormituksen alkamisesta. Laatan lämpötilagradientiksi on saatu 27,4 °C, kun FEM:lla vastaavan tilanteen gradientiksi on saatu 26,7 °C. Tulokset pysyvät lähellä toisiaan niin kauan kunnes lämpökenttä on saavuttanut laatan alapinnan. Tämän jälkeen virhe alkaa kasvaa lämpötilajakauman lähestyessä stationääritilaansa. Stationääritilassa käsinlaskenta antaa gradientiksi suoraan alkutilanteen pintojen välisen lämpötilan. Esimerkkilaskelmassa kaavassa 4.39 on käytetty n:lle arvoa kahdeksan, millä on saatu aikaan jo varsin tarkkoja tuloksia. Arvon n kasvattaminen lisää laskennan tarkkuutta erityisesti hyvin pienillä ajan t arvoilla.

4.4 Rakenteen jäykkyyden muutos betonin halkeillessa

Betonirakenteeseen kohdistuvien rasitusten ylittäessä betonin vetolujuuden syntyy rakenteeseen aina halkeilua, jonka seurauksena rakenne menettää kimmoiset ominaisuutensa ja taivutus- ja vetojäykkyys muuttuvat. Mitoitettaessa teräsbetonirakenteita murto-rajatilassa mekaanisille kuormille oletetaan rakenteen kuitenkin käyttäytyvän yksinkertaisuuden vuoksi kimmoteorian mukaisesti terästen myötöön saakka. Tällöin rakenteelle voidaan käyttää kimmoteorian mukaisia materiaaliominaisuuksia ja halkeilematonta poikkileikkausta. Toisin sanoen rakenteen jäykkyys pysyy vakiona, jolloin rakenteen jännitys-muodonmuutos kuvaaja on lineaarinen.

Mikäli rakenteeseen kohdistuu mekaanisten kuormien lisäksi myös lämpökuormista tai kutistumista aiheutuvia pakkovoimia, on halkeilun vaikutukset rakenteen jäykkyyteen syytä ottaa huomioon. Jo varsin pienilläkin lämpökuormilla pakkovoimat voivat nousta huomattavan suuriksi, jos rakenteen jäykkyyden ja materiaaliominaisuuksien oletetaan pysyvän vakiona. Näiden rasitusten käyttäminen mitoituksessa voi johtaa huomattavaan ylirauhoitukseen.

Halkeilun lisäksi teräsbetonirakenteen jäykkyyteen vaikuttavia tekijöitä ovat mm. betonin viruma, kutistuma, paisuma sekä terästen myötö. Tässä kappaleessa keskitytään tutkimaan betonirakenteen jäykkyyden muutosta halkeilun, viruman ja rasitusten suuruuden vaikutuksesta. Taivutusjäykkyyden laskentaan esitetään Eurokoodin, Suomen betoniyhdistyksen ja ACI:n mukaiset laskentamenetelmät.

4.4.1 Kimmomoduulin ja neliömomentin vaikutus taivutusjäykkyyteen

Rakenteen taivutusjäykkyys on suoraan verrannollinen betonin kimmomoduuliin, minkä vuoksi kimmomoduulin muutoksilla on selkeä vaikutus rakenteen jäykkyyteen. Eurokoodissa betonin kimmomoduuli määritellään betonin keskimääräisen puristuslujuuden f_{cm} avulla kaavan 4.41 mukaisesti.

$$E_c = 22 * \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0,3} \quad 4.41 \text{ [2, s.30]}$$

Myös ACI-normeissa kimmomoduuli esitetään betonin keskimääräisen puristuslujuuden funktiona. Laskennassa on kuitenkin mukana myös betonin tiheys γ_c . ACI:n mukainen kimmomoduulin laskenta on esitetty kaavassa 4.42.

$$E_c = 0,043 * \gamma_c^{1,5} * \sqrt{f_{cm}} \quad 4.42 \text{ [25, s.18]}$$

Eurokoodi ja ACI esittävät yksinkertaisia kimmomoduulin pienennyskertoimia, joilla voidaan huomioida betonin viruman ja halkeilun vaikutukset rakenteen jäykkyyteen, mikäli tarkempaa jäykkyyyslaskentaa ei suoriteta. Eurokoodi esittää teholliselle kimmomoduulille seuraavan likiarvon.

$$E_{c,eff} \approx 0,4E_c \quad 4.43 \text{ [2, s.211]}$$

Rakenteen taivutusjäykkyyttä laskettaessa esitetyn tehollisen kimmomoduulin kanssa käytetään halkeilemattoman poikkileikkauksen neliömomenttia I_c . Vastaavasti ACI esittää pienennyskertoimelle arvon 0,5 [13, s.4]. Näiden yksinkertaisten oletusten ongelmana on, että ne olettavat jäykkyyden pysyvän vakiona kuormituksen suuruudesta, halkeilun määrästä, virumasta, raudoituksesta ja vallitsevista ympäristön olosuhteista riippumatta. Tämän vuoksi näiden pienennyskertoimien käyttäminen tarkassa rakenteiden analyysissä ei ole suositeltavaa.

Kimmomoduulin laskemiseksi on esitetty normeissa myös tarkempia menetelmiä, jotka huomioivat betonin viruman. Virumaan vaikuttavia tekijöitä ovat mm. vallitsevat ympäristön olosuhteet, betonin lujuus, ikä ja lämpötila, tarkasteltava ajankohta betonin valamisesta ja rakenteen haihtumiselle alttiiden pintojen määrä. Yleisesti voidaan sanoa, että betonin viruma kasvaa ajan kuluessa. Vallitseva suhteellinen kosteus on myös ratkaisevassa asemassa. Mitä matalampi suhteellinen kosteus, sitä suurempaa betonin viruma on.

Eurokoodissa ja ACI:ssa virumaa kuvataan virumaluvulla ϕ , jonka laskenta kuitenkin poikkeaa toisistaan oleellisesti. Eurokoodi huomioi virumalaskennassa vallitsevan suhteellisen kosteuden, betonin iän kuormituksen alkaessa, iän tarkasteluajankohtana, rakenteen haihtumiselle alttiiden pintojen määrän, betonin keskimääräisen vetolujuuden ja betonin lämpötilan. ACI:ssa virumaluvun laskennalle on esitetty yksinkertaistettu ja tarkka menetelmä. Yksinkertainen laskenta ottaa huomioon ainoastaan betonin iän kuormituksen alkaessa ja tarkasteluajankohtana ja rakenteen haihtumiselle alttiiden pintojen määrän. Tarkassa laskennassa näiden lisäksi on huomioitu myös vallitseva suhteellinen kosteus, betonin painumakokeen tulos, hienoaineksen osuus täyteaineesta, betonin ilmamäärä ja jälkihoidon tyyppi. Normien mukaiset virumalukujen laskennat on esitetty liitteissä 10 ja 11. Molemmissa normeissa viruman vaikutus betonin kimmomoduuliin voidaan huomioida yksinkertaisesti laskemalla betonille tehollinen kimmomoduuli kaavan 4.44 avulla.

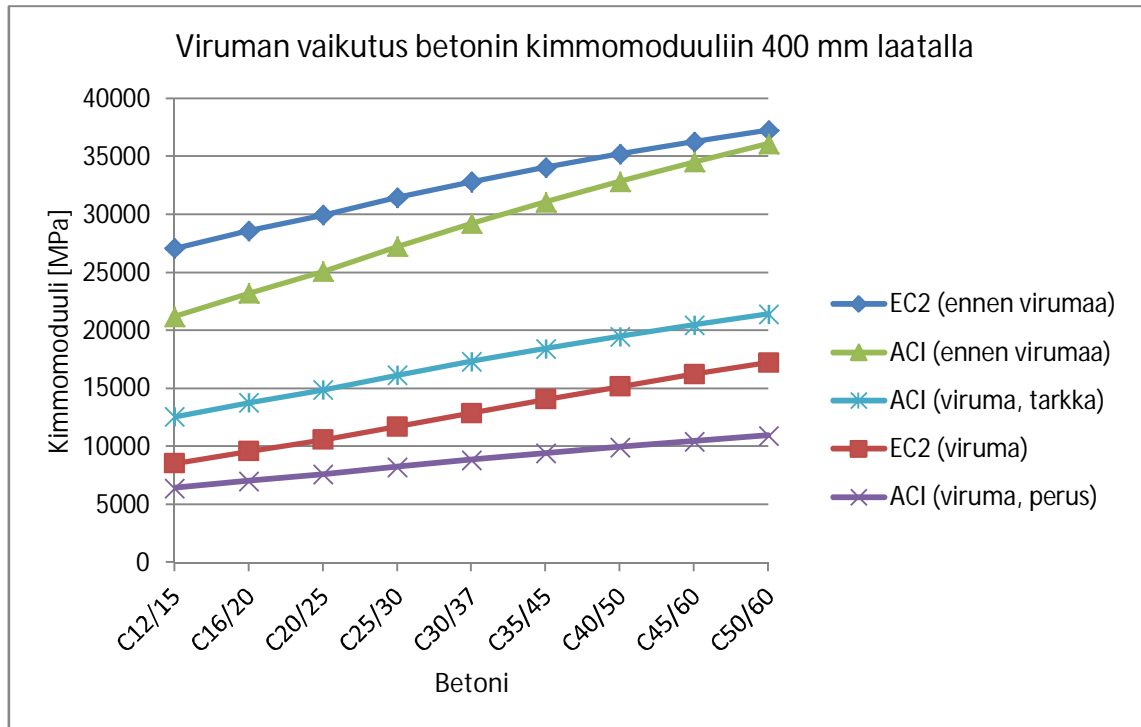
$$E_{c,eff} = \frac{E_c}{1 + \varphi} \quad 4.44$$

Viruman vaikutusta betonin kimmomoduuliin on esitetty kuvassa 4.36. Kuvassa on esitetty sekä Eurokoodin että ACI:n mukaiset kimmomoduulit ennen virumaa ja viruman jälkeen. Kimmomoduulin perusarvojen laskentaan on käytetty vertailtavuuden vuoksi kaikissa tapauksissa Eurokoodin mukaisia betonilaatuja ja niiden keskimääräisiä puristuskestävyyksiä f_{cm} , jotka on sijoitettu kaavoihin 4.41 ja 4.42. Teholliset kimmomoduulit on laskettu taulukon 4.8 mukaiselle rakenteelle ja ympäristöoloille.

Taulukko 4.8. Kimmomoduulin laskennassa käytetyn esimerkkitapauksen lähtötiedot

Ominaisuus	
Laatan paksuus	400 mm
Betonin ikä kuormituksen alkaessa	28 d
Betonin tarkasteluajankohta	10000 d
Betonin tiheys	2300 kg/m ³
Betonin painumakokeen tulokset	painuma 40 mm, painumaluokka S1
Betonin ilmamäärä	7 %
Sementin määrä betonissa	230 kg/m ³
Vallitseva suhteellinen kosteus (RH)	100 %
Betonin lämpötila	40 °C

Kuormituksen aloitusajankohdaksi on valittu 28 vuorokautta, jota yleisesti pidetään aikana, jolloin betoni on saavuttanut täyden lujuutensa. Betonin tarkasteluajankohta 10000 vuorokautta kuvaa tässä tapauksessa tilannetta, jossa viruma on vallitsevissa oloissa täysin kehittynyt eikä enää kasva. Betonin notkeus on valittu siten, että se sopii tavanomaisiin muottivaluihin. Painumakokeen tulos 40 mm vastaa olomuodoltaan plastista betonia. Betonin ilmamäärä on valittu siten, että betoni täyttää pakkaskestävyysvaatimuksen.



Kuva 4.36. Viruman vaikutus betonin kimmomoduuliin esimerkkitapauksessa

Kuvan 4.36 tuloksista voidaan havaita, että virumalla on oleellinen vaikutus betonin kimmomoduulin suuruuteen. Myös Eurokoodin ja ACI:n esittämien tulosten välillä on selkeitä eroja. Ennen virumaa Eurokoodi olettaa betonin kimmomoduulin ACI:ta suuremmaksi kaikilla betonilaaduilla, mutta tehollisille kimmomoduuleille ACI:n tarkka laskenta antaa kauttaaltaan suurempia arvoja kuin Eurokoodi. ACI:n tarkassa virumaluvun laskennassa merkille pantavaa on, että tavanomaisissa tilanteissa virumaluvun maksimiarvon korjauskertoimet pienentävät virumalukua oleellisesti. Näin ollen ACI:n mukaiset virumaluvut ovat selkeästi Eurokoodin esittämiä arvoja pienempiä. ACI:n peruslaskennassa virumaluvun maksimiarvo on 2,35, mikä sekä on selkeästi Eurokoodin antamia arvoja pienempi pienilujuuksisilla betoneilla ja matalalla suhteellisella kosteudella. Esimerkiksi kuvan 4.36 mukaisessa tilanteessa, jossa suhteellinen kosteus on 100 %, betonilaadun C12/15 virumaluku Eurokoodin mukaan on 2,169 ja ACI:n mukaan peruslaskennassa 2,304. Tulokset ovat varsin lähellä toisiaan. Samassa tilanteessa ACI:n tarkan laskennan mukainen virumaluku on kuitenkin vain 0,686.

Betonirakenteen lämpökuorman aiheuttajan ollessa nestekuorma tulee virumalaskennassa suhteellisenä kosteutena käyttää aina 100 %, ellei nestelämpökuorma ole hyvin lyhytaikainen, jolloin neste ei ehdi imeytyä betoniin. Maanvastaisilla betonilaatoilla suhteellisen kosteuden voidaan olettaa olevan lämpökuorman lähteestä ja kestosta riippumatta aina 100 %, ellei tarkemmin tutkimuksin voida osoittaa toisin. Maaperästä betoniin kapillaarisesti imeytyvän veden määrä on aina suurempaa kuin veden haihtuminen avoimelta pinnalta ilmaan.

Kimmomoduulin ohella rakenteen taivutusjäykkyys on suoraan verrannollinen myös poikkileikkauksen neliömomenttiin. Sekä Eurokoodi että ACI estimoivat halkeilun vai-

kutusta poikkileikkauksen neliömomenttiin samalla tavoin. Ne määrittelevät neliömomentin halkeilemattomassa ja täysin halkeilleessa tilassa. Normit eroavat kuitenkin toisistaan siinä, miten ne määrittävät näiden tilojen neliömomentit. Eurokoodissa halkeamattomassa tilassa rakennetta käsitellään lineaarisen kimmoteorian mukaan ja tällöin betonipoikkileikkauksen neliömomentti voidaan määritellä kolmella eri tavalla: bruttopoikkileikkauksen, nettopoikkileikkauksen tai muunnetun poikkileikkauksen mukaan. Brutto-poikkileikkauksessa raudoitusta ei oteta lainkaan huomioon, jolloin poikkileikkauksen neliömomentti on kaavan 4.18 mukainen. Nettopoikkileikkauksessa raudoituksen viemä tila poistetaan poikkileikkauksen betonipinta-alasta. Tarkin arvio neliömomentille saadaan käyttämällä muunnettua poikkileikkausta. Siinä nettopoikkileikkaukseen lisätään raudoituksen pinta-ala betonin ja raudoituksen kimmokertoimien suhteella painotettuna. Tämän tutkimuksen laskelmissa käytetään muunnetun poikkileikkauksen mukaista neliömomenttia ja se lasketaan kaavan 4.45 mukaisesti. [26, s.203]

$$I_I = \frac{bh^3}{12} + bh \left(\frac{h}{2} - X_I \right)^2 + (\alpha_e - 1)[A_{s1}(d_1 - X_I)^2 + A_{s2}(d_2 - X_I)^2] \quad 4.45 [26, s.205]$$

, jossa α_e on kimmomoduulien suhde E_s/E_c , d_1 vetoraidoituksen etäisyys puristetusta pinnasta, d_2 puristusraudoituksen etäisyys puristetusta pinnasta, A_{s1} vetoraidoituksen pinta-ala, A_{s2} puristusraudoituksen pinta-ala ja X_I suorakaidepoikkileikkauksen puristusvyöhykkeen korkeus, joka lasketaan kaavalla 4.46.

$$X_I = \frac{\frac{bh^2}{2} + (\alpha_e - 1)(A_{s1}d_1 + A_{s2}d_2)}{bh + (\alpha_e - 1)(A_{s1} + A_{s2})} \quad 4.46 [26, s.205]$$

Halkeilleessa tilassa neliömomentti lasketaan halkeaman kohdalla. Laskennassa halkeaman oletetaan ulottuvan poikkileikkauksen vedetystä pinnasta aina neutraaliakselille asti, minkä vuoksi neliömomentin laskennassa betonista otetaan huomioon vain puristettu osuus. Poikkileikkauksen vedetyltä alueelta huomioidaan vain vetoraidoitus. Halkeilleen tilan neliömomentti lasketaan kaavalla 4.47.

$$I_{II} = \frac{bX_{II}^3}{3} + \alpha_e A_{s1}(d_1 - X_{II})^2 + (\alpha_e - 1)A_{s2}(d_2 - X_{II})^2 \quad 4.47 [26, s.206]$$

, jossa puristusvyöhykkeen korkeus X_{II} lasketaan kaavalla 4.48.

$$X_{II} = \frac{1}{b} \{ [(\alpha_e A_{s1} + (\alpha_e - 1)A_{s2})^2 + 2b(\alpha_e d_1 A_{s1} + (\alpha_e - 1)d_1 A_{s2})]^{0.5} - (\alpha_e A_{s1} + (\alpha_e - 1)A_{s2}) \} \quad 4.48 [26, s.205]$$

Halkeilemattoman poikkileikkauksen neliömomentin laskennassa ACI poikkeaa Eurokoodista olennaisesti siinä, että se ei ota raudoitusta huomioon, vaan laskee neliömomentin käyttäen bruttopoikkileikkausta. Halkeilleen tilan neliömomentti saadaan ACI:ssa redusoidulla halkeilemattoman tilan momenttia kaavan 4.19 mukaisesti. Kappaleessa 4.2.2 mainittiin, että ACI:n mukaisessa kehärakenteiden pakkovoimien laskennassa halkeilleen poikkileikkauksen neliömomenttia määritettäessä puristusraudoitus jätetään huomioimatta ja vetoterästen oletetaan sijaitsevan poikkileikkauksen vedetyn pinnan tasolla, jolloin $d = t$. Keskityttäessä nyt puhtaasti taivutusjäykkyyden tarkasteluun unohdetaan nämä yksinkertaistukset ja otetaan puristusraudoituskin mukaan laskentaan. Lisäksi puristus- ja vetorausoitusten painokeskiöiden väliselle etäisyydelle d käytetään todellista arvoa. Nyt kaavassa 4.19 esiintyvä arvo k voidaan laskea kaavan 4.26 mukaisesti. Veto- ja puristusterästen massakeskiöiden välisen etäisyyden suhde mittaen d saadaan kaavasta 4.49.

$$j = \frac{t - 2c_d - \frac{TW}{2} - \frac{TW'}{2}}{d} \quad 4.49$$

Eurokoodin ja ACI:n mukaiset neliömomenttien laskennat on esitetty liitteissä 10 ja 11.

4.4.2 Rakenteen tehollinen taivutusjäykkyys

Halkeilleen teräsbetonirakenteen lopulliseen taivutusjäykkyyteen vaikuttaa tehollisen kimmomoduulin ja neliömomentin lisäksi myös kuormitusten suuruus, joka määrää mm. halkeilun määrän. Koska halkeilun määrää ei huomioida neliömomentin laskennassa, rakenteen taivutusjäykkyyttä arvioitaessa ei käytetä suoraan edellisessä kappaleessa laskettua halkeilleen tilan neliömomenttia. Kyseinen neliömomentti edustaa poikkileikkauksen pienintä mahdollista neliömomenttia halkeilleessa tilassa ja voi siksi kuormitustapauksesta riippuen aliarvioida rakenteen taivutusjäykkyyttä. Eurokoodissa ja ACI:ssa kuormituksen suuruus otetaan huomioon interpoloimalla halkeilemattoman ja täysin halkeilleen poikkileikkauksen taivutusjäykkyyksien välillä käyttäen Bransonin interpolaatiokaavaa, jota Eurokoodissa käytetään kaavan 4.50 mukaisesti.

$$\frac{1}{(EI)_{ef,r}} = \frac{\xi}{(EI)_{II}} + \frac{1 - \xi}{(EI)_I} \quad 4.50 [27, s.319]$$

ACI:ssa Bransonin kaavaa käytetään kaavan 4.51 mukaisessa muodossa. Myös Suomen Betoninormit esittävät tämän muodon.

$$(EI)_{ef} = \xi(EI)_{II} + (1 - \xi)(EI)_I \quad 4.51 [27, s.319 \text{ ja } 17, s.9]$$

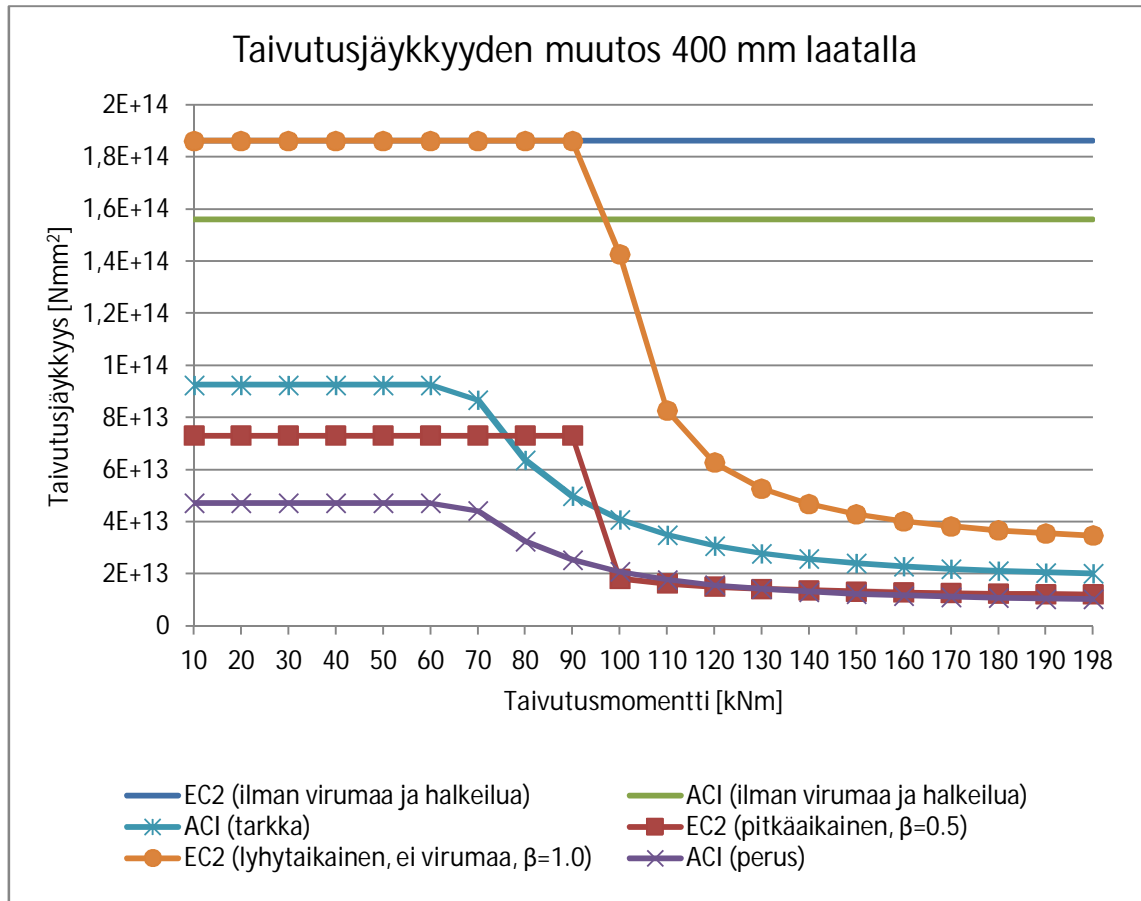
Kaavoissa $(EI)_I$ on halkeilemattoman poikkileikkauksen taivutusjäykkyys, $(EI)_{II}$ täysin halkeilleen poikkileikkauksen taivutusjäykkyys ja ξ jakautumakerroin, jolla otetaan huomioon kuormituksen suuruudesta riippuva terästen vetojäykistyminen. Jakautumakerroin lasketaan kaavalla 4.52.

$$\xi = 1 - \beta \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^m ; \xi = 0, \text{ kun } \sigma_s < \sigma_{sr} \quad 4.52 [27, \text{s.319}]$$

Jakaumakertoimen kaavassa β -kertoimella otetaan huomioon kuormituksen kesto. Eurokoodin mukaan lyhytaikaikuormituksessa $\beta = 1,0$ ja pitkäaikaikuormituksessa tai syklisesti toistuvassa kuormituksessa $\beta = 0,5$. ACI:n mukaan β on kuitenkin aina 1. σ_{sr} on vetoraudoituksen jännitys halkeilleen poikkileikkauksen mukaan laskettuna heti halkeaman avauduttua (kun $M = M_{cr}$) ja σ_s vetoraudoituksen jännitys halkeilleessa tilassa (kun $M > M_{cr}$). Eurokoodin mukaan puhtaan taivutuksen tapauksessa suhteen σ_{sr}/σ_s tilalla voidaan käyttää halkeamamomentin ja rakenteeseen vaikuttavan momentin suhdetta M_{cr}/M . Vastaavasti puhtaan aksiaalisen vedon tapauksessa suhteena voidaan käyttää halkeamavetovoiman ja rakenteeseen vaikuttavan vetovoiman suhdetta N_{cr}/N . ACI:n ja Suomen Betoninormien mukaan suhteena käytetään arvoa M_{cr}/M . Myös jakautumakertoimen kaavassa esiintyvä eksponentti m riippuu käytettävästä normista. Tässäkin tapauksessa ACI ja Suomen Betoninormit ovat yhtä mieltä ja antavat eksponentille arvon $m = 3$. Eurokoodin mukaan $m = 2$.

Bransonin kaava toimii siten, että rakenteen rasiutusten kasvaessa jakautumakertoimen arvo lähestyy arvoa 1, minkä vuoksi rakenteen jäykkyys lähenee täysin halkeilleen poikkileikkauksen jäykkyyttä. Yllä esitetyistä tehollisen taivutusjäykkyyden laskentamenetelmistä on huomioitava, että Eurokoodin mukaisen laskennan mukaan jäykkyys $(EI)_{ef,r}$ kuvaa rakenteen taivutusjäykkyyttä vain niillä alueilla, jossa $M > M_{cr}$, kun taas ACI:n ja Suomen Betoninormien mukaan jäykkyys $(EI)_{ef}$ kuvaa rakenteen jäykkyyttä koko jänteen matkalla. [27]

Tarkastellaan seuraavaksi kuormituksen suuruuden vaikutusta taivutusjäykkyyteen taulukon 4.8 mukaisessa rakenteessa, joka on raudoitettu molemmista pinnoista 16#150 verkolla. Koska ACI ei huomioi jakaumakertoimen laskennassa lainkaan mahdollista normaalivoimaa, tutkitaan tässä vertailukelpoisuuden vuoksi vain rakenteeseen vaikuttavan taivutusmomentin aiheuttamaa jäykkyyden muutosta. Kuvassa 4.37 on esitetty laatan taivutusjäykkyyden muutos taivutusmomentin funktiona.



Kuva 4.37. Taivutusjäykkyyden muutos taivutusmomentin funktiona 400 mm laatalla

Kuvasta 4.37 havaitaan, että jo pelkästään virumalla on huomattava vaikutus rakenteen teholliseen jäykkyyteen. Eurokoodin tapauksessa viruma pudottaa esimerkkirakenteen halkeilemattoman poikkileikkauksen jäykkyyttä 61 % ja ACI:n tapauksessa tarkalla virumalaskennalla 41 % ja peruslaskennalla 70 %. Halkeilun huomioon ottavissa tapauksissa ensimmäisten halkeamien syntyminen on helposti havaittavissa. Halkeamien syntyhetkellä taivutusjäykkyys romahtaa äkillisesti. Eurokoodin mukaisissa laskelmissa halkeamamomentin M_{cr} suuruus on laskettu kaavan 4.53 mukaisesti.

$$M_{cr} = 5000 \sqrt{f_{ck.cube}} \epsilon_{ct1} W \quad 4.53 \text{ [27, s.323]}$$

, jossa ϵ_{ct1} on betonin murtovenymä ja W kimmoteorian mukainen poikkileikkauksen taivutusvastus. Betonin murtovenymälle on käytetty arvoa 0,00012. Kuvan 4.37 rakenteen Eurokoodin mukainen halkeamamomentti on 97,3 kNm.

ACI:ssa halkeamamomentti lasketaan kaavalla 4.54.

$$M_{cr} = \frac{0,62 * \sqrt{f_{cd}} * I_g}{y_t} \quad 4.54 \text{ [28, s.112]}$$

, jossa y_t on betonipoikkileikkauksen neutraaliakselin etäisyys vetopintaan, kun teräksiä ei huomioida. Kuvan 4.37 rakenteen ACI:n mukainen halkeamamomentti on 68 kNm. Tuloksista nähdään, että Eurokoodin mukaan laatan jäykkyys romahtaa kuorman ylittäessä halkeamamomentin selkeästi äkillisemmin kuin ACI:ssa. Taivutusmomentin lähestyessä laatan momenttikapasiteettia ($M_{Rd} = 198$ kNm) kaikkien laskentatapojen tulokset lähestyvät toisiaan ACI:n peruslaskennan ja EC:n pitkän aikavälin laskennan arvioi-
 dessa sen suurimmaksi. Viruman tavoin myös laatan halkeilulla on suuri vaikutus taivutusjäykkyyteen. Halkeilun vaikutuksesta laatan jäykkyys putoaa EC:n lyhytaikaisessa laskennassa noin 81 % ja pitkäaikaisessa laskennassa noin 84 %. ACI:n mukaisissa laskennoissa laatan jäykkyys laskee molemmissa tapauksissa noin 78 %. Kun sekä viruman että halkeilun vaikutukset otetaan huomioon, jää kuormituksen lähestyessä laatan kapasiteettia taivutusjäykkyyttä jäljelle enää 6,5–19 % virumattomaan ja halkeilemattomaan tilanteeseen nähden.

Edellä esitettyjen tulosten perusteella pakkovoimien alaisen teräsbetonirakenteen ratkaisua laskettaessa halkeilu tulisi aina ottaa huomioon todenmukaisempien tulosten aikaansaamiseksi. Teräsbetonirakenne halkeilee heikon vetolujuutensa ja sen kautta piennemmän halkeilumomenttinsa ansiosta käytännössä aina, minkä vuoksi rakenteen oletaminen halkeilleeksi on turvallista ja jopa suotavaa. Sen sijaan viruman huomioiminen tulee arvioida tapauskohtaisesti. Mikäli kuormituksen voidaan olettaa olevan pitkäaikainen ja suuruudeltaan muuttumaton, voidaan viruma ottaa mitoituksessa huomioon. Jos kuormitus on luonteeltaan syklistä ja suuruudeltaan vaihtelevaa, ei virumaa välttämättä ehdi kehittyä. Tämän vuoksi virumaa ei tulisi olettaa ainakaan täysin kehittyneeksi, kuten edellä esitettyssä esimerkkirakenteessa. Kuvassa 4.37 esitetyt täysin viruneen rakenteen jäykkyydet ovat teoreettisia arvoja, jotka kuvastavat halkeilun ja viruman maksimivaikutuksia. Eurokoodin ja ACI:n mukaiset taivutusjäykkyyden laskennat on esitetty liitteissä 10 ja 11.

5 KUTISTUMISESTA TERÄSBETONIRAKENTEeseen AIHEUTUVAT PAKKOVOIMAT

Kutistuminen on betonille täysin luonnollinen ilmiö, joka johtuu betonin tilavuuden pienenemisestä veden haihtumisen ja sementin reaktioiden seurauksena. Betonin kutistuma on myös väistämätön ilmiö, jota ei ole mahdollista poistaa kokonaan. Sen suuruuteen ja ajankohtaan pystytään kuitenkin vaikuttamaan monin eri keinoin. Liiallinen kutistuma aiheuttaa betonirakenteisiin mm. halkeamia, käyristymiä ja säilyvyyden ja ulkonäön heikkenemistä. Kutistumien ollessa suuria ja rakenteen muodonmuutoskyvyn ollessa rajoittunutta, voi kutistumisesta aiheutua myös merkittäviä sisäisiä pakkovoimia. Tässä luvussa tarkastellaan betonirakenteiden kutistumista sisäisten pakkovoimien näkökulmasta ja esitetään menetelmiä kutistumien ja syntyvien pakkovoimien suuruuksien arviointiin betonialtaissa.

5.1 Betonin vapaa kutistuminen

Suuri osa betonin kutistumisesta johtuu kuivumisesta. Tämän vuoksi kutistumat ovat osittain myös palautuvia, mikäli betonirakenne saa uudelleen tarpeeksi kosteutta. Kuitenkin osa ensimmäisen kuivumisen kutistumisesta on palautumatonta. Myös tuoreen betonin hydrataatioreaktioiden aiheuttama tilavuuden pieneneminen on pysyvää. [32]

Betonin kutistuminen voidaan jakaa kahteen selkeästi toisistaan poikkeavaan vaiheeseen: varhais- ja myöhäisvaiheeseen. Betonin kutistumisesta suurin osa tapahtuu varhaisvaiheessa, joka kestää noin 24 tuntia valuhetkestä. Varhaisvaiheen kutistumien suuruus riippuu pääasiassa veden haihtumisesta betonin pinnalta ja betonin sitoutumisajasta ja on tavallisesti suuruudeltaan 0-7 mm/m. Varhaisvaiheen voimakkaimman kutistumisen vaihetta kutsutaan myös plastiseksi kutistumaksi. Varhaisvaiheen kutistuman suuruuteen voidaan vaikuttaa oleellisesti betonin hyvällä jälkihoidolla. [32]

Myöhäisvaiheen kutistuma on pakkovoimien syntymisen kannalta oleellinen vaihe, koska varhaisvaiheen hydrataatioreaktioiden seurauksena betonille on muodostunut lujuutta, joka estää kutistuman vapaan muodostumisen. Tästä syystä myöhäisvaiheen kutistumaa pidetään monesti ns. normaalina kutistumana ja sitä käsitellään eri normeissa ja kirjallisuudessa. Myöhäisvaihe alkaa varhaisvaiheen jälkeen ja voi kestää jopa useita vuosia. Normaaleilla betoneilla pitkäaikaiskutistuman suuruus on 0-1 mm/m, kuitenkin yleisimmin 0,4-0,6 mm/m. Pitkäaikaiskutistuman suuruuteen ei voida vaikuttaa varhaisvaiheen kutistuman tavoin jälkihoidolla. Jälkihoidolla voidaan vaikuttaa ainoastaan kutistumisen alkamisen ajankohtaan, mikä sekin on tärkeää. Tällöin kutistumisen alkaminen voidaan siirtää ajankohtaan, jolloin betoni on saavuttanut tarpeeksi veto-

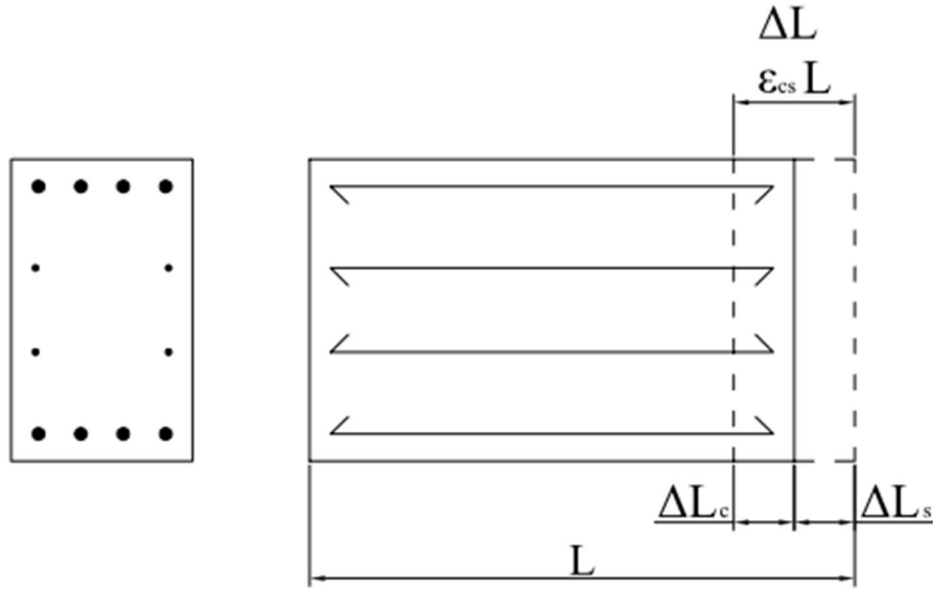
lujuutta ottaakseen vastaan kutistumasta aiheutuvia jännityksiä halkeilematta. Mikäli pitkäaikaiskutistuman suuruuteen halutaan vaikuttaa, täytyy tämä huomioida betonin koostumuksessa suhteituksen yhteydessä. Pitkäaikaiskutistumaa saadaan pienennettyä mm. käyttämällä betonissa pientä pastamäärää (sementti- ja vesimäärää), käyttämällä suurta ylänimellisrajaa sisältävää kiviainesta, valitsemalla vähän vettä vaativa runkoaine ja – jakauma, välttämällä liian suurta notkistinten määrää, välttämällä rapautunutta kiviainesta ja käyttämällä tarvittaessa kutistumaa vähentävää lisäainetta. Pitkäaikaiskutistumista noin 80 % tapahtuu ensimmäisen muutaman kuukauden aikana. Koska suurin osa kutistumasta syntyy hyvin pian valun jälkeen verrattuna rakenteen suunniteltuun käyttöikänsä, tulisi pakkovoimalaskennassa huomioida kutistuma aina täysisuuruisena. Siksi kutistuman suuruutta laskettaessa rakenteelle tulee olettaa mahdollisimman hyvät kuivumisolosuhteet ja jättää altaan käytönaikaisten nesteiden kutistumaa pienentävät vaikutukset huomioimatta. [32]

Edellä esitetyt varhaisen ja myöhäisen vaiheen kutistuman suuruusluokat ovat pelkän betonin vapaita kutistumia. Todellisissa teräsbetonirakenteissa betonin kutistumaa rajoittavina tekijöinä toimivat mm. betonin raudoitus ja geometriasta aiheutuva rakenteen hyperstaattisuus. Teollisuuden betonialtaissa kriittisin kutistumaan liittyvä pakkovoimien aiheuttaja on kuvan 2.2 mukainen tilanne, jossa laatan ja seinän välinen kutistumaero aiheuttaa rakenteeseen pakkovoimia. Jotta seinän alareunan pystysuuntainen halkeilu saataisiin pysymään sallituissa rajoissa, täytyy seinän alareunaan muodostuvat vetojännitykset ottaa vastaan tätä varten mitoitetulla lisäraudoituksella. Kutistumapakkovoimien laskentaa ja kutistumaeroja käsitellään kappaleessa 5.2. Vertailun vuoksi kappaleessa esitetään laskentamenetelmä myös teräsbetonin vapaalle kutistumalle, jotta saadaan käsitystä siitä, minkä verran raudoitus pienentää betonin kutistumaa. Ohuilla ja melko kevyesti raudoitetuilla maanvaraisilla laatoilla myös laatan ja sen alustan välisen kitkan kutistumaa rajoittava vaikutus voi olla tarpeellista ottaa huomioon. Tähän ilmiöön ei kuitenkaan perehdytä tässä tutkimuksessa sen tarkemmin.

5.2 Estetystä kutistumisesta aiheutuvat pakkovoimat

Betonialtaan seinän ja pohjalaatan välisten kutistumaerojen aiheuttamien pakkovoimien määrittämisessä oleellisin seikka on rakenteiden välille syntyvän kutistumaeron todennukainen arvioiminen. Ensimmäinen, varman puolella oleva, vaihtoehto on olettaa pohjalaatta täysin kutistuneeksi, kun seinä valetaan laatan päälle. Tällöin seinän ja laatan kutistumaeroksi voidaan olettaa suoraan teräsbetoniseinän vapaan kutistuman suuruus. Kuten edellisessä kappaleessa todettiin, pakkovoimien muodostumisen kannalta olennaista on myöhäisvaiheen kutistuma. Siksi Eurokoodi ottaa kutistumislaskennassa huomioon vain kuivumiskutistuman. Muodoltaan ja raudoitukseltaan symmetriselle poikkeileikkaukselle voidaan rakenteen kutistuma laskea betonin ja raudoituksen muodonmuutoksien yhteensopivuusehdon ja voimatasapainon kautta. Betonin ja raudoituksen välisen tartunnan vuoksi näiden välillä on oltava sellainen muodonmuutostila, että materiaalien pituuden muutos on sama. Raudoitus siis osittain estää edellä esitetyn betonin va-

paan kutistumisen, minkä vuoksi raudoitukseen muodostuu puristusjännityksiä. Kuvassa 5.1 on havainnollistettu symmetrisesti raudoitetun suorakulmiopoikkileikkauksen kutistumaa. Vapaasta kutistumasta ΔL pääsee raudoitetussa rakenteessa tapahtumaan vain ΔL_s . Toisin sanoen betoni joutuu venymään vapaan kutistuman asemastaan ΔL_c verran, jolloin betoniin syntyy vetojännityksiä ja vastaavasti raudoitukseen puristusjännityksiä.



Kuva 5.1. Symmetrisesti raudoitetun suorakulmiopoikkileikkauksen kutistuminen

Eurokoodissa rakenteen lopullinen kutistuma lasketaan betonin vapaan kutistuman ΔL ja betonin venymän ΔL_c kautta. Kuivumiskutistuman perusyhtälö vastaa betonin vapaata kutistumaa ja on kaavan 5.1 mukainen.

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 * \left[(220 + 110\alpha_{ds1}) * \exp\left(-\alpha_{ds2} \frac{f_{cm}}{f_{cmo}}\right) \right] * 10^{-6} \quad 5.1 [2, s.198]$$

$$* \beta_{RH}$$

$$\beta_{RH} = 1,55 * \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right] \quad 5.2 [2, s.198]$$

, jossa α_{ds1} ja α_{ds2} ovat sementin tyypistä riippuvia kertoimia, $f_{cmo} = 10$ MPa ja $RH_0 = 100$ %. α -kertoimien arvot on esitetty liitteessä 12.

Betonissa vaikuttava jännitys saadaan kaavalla 5.3 ja edelleen raudoituksen jännitys kaavalla 5.4.

$$\sigma_{ct} = - \frac{\varepsilon_{cd,0} E_{c,eff}}{1 + \varphi + \frac{1}{\alpha_e \rho}} \quad 5.3 [27, s.349]$$

$$\sigma_s = -\frac{\sigma_{ct}}{\rho}$$

5.4 [27, s.349]

,jossa ρ on poikkileikkauksen raudoituksen ja betonin pinta-alojen suhde A_s/A_c .

Kaavoissa 5.3 ja 5.4 positiivinen jännityksen arvo on puristusta ja negatiivinen vetoa. Eurokoodin mukainen kutistumalaskennan esimerkki on esitetty liitteessä 12. Liitteen tuloksista voidaan havaita, ettei raudoituksella vaikuta olevan kovinkaan suurta merkitystä betonin kutistuman suuruuteen. Tämä johtunee raudoituksen pienestä pinta-alasta betoniin verrattuna, minkä vuoksi raudoituksen betonia suurempi kimmomoduuli ei riitä vastustamaan kutistuman syntymistä. Kuitenkin kutistumasta raudoitukseen aiheutuvat puristusjännitykset voivat olla huomattavia.

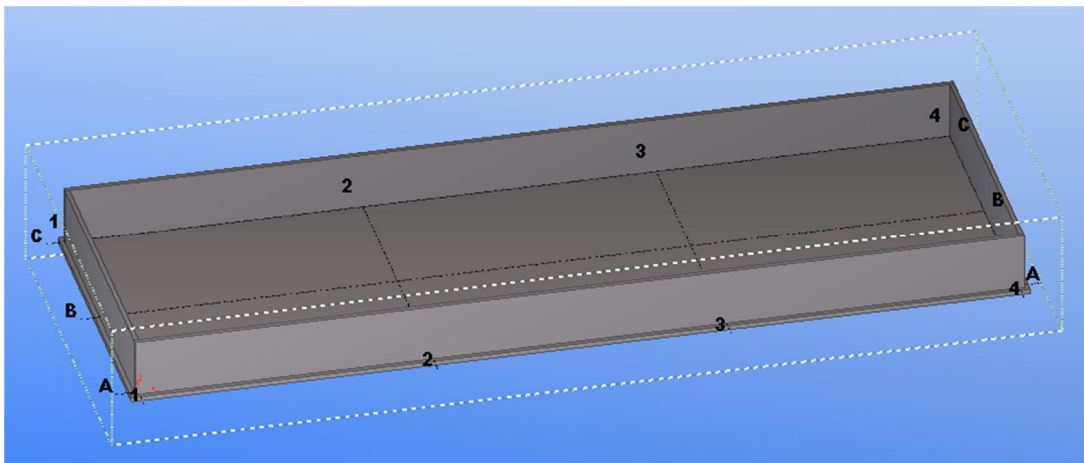
Ongelmana edellä esitetyssä kutistumaeron arviossa on se, että todellisuudessa betonilaatta on hyvin harvoin (jos koskaan) ehtinyt täysin kutistua seinän valun alkaessa. Tämän seurauksena kutistumaeron oletaminen suoraan vapaan teräsbetoniseinän kutistuman suuruiseksi yliarvioi kutistumaeroa huomattavasti, mikä johtaa todellisuutta huomattavasti suurempiin pakkovoimiin seinän alareunassa. Näin suurien pakkovoimien hallitseminen vaatisi huomattavan suurta seinän alareunan lisäraudoitusta. Suomen Valtion Teknillinen Tutkimuskeskus onkin tutkinut asiaa ja suosittelee seinän ja laatan väliselle kutistumaerolle käytettäväksi huomattavasti pienempää arvoa $\Delta\epsilon = -7 \cdot 10^{-5}$ [29, s.14]. Seinän ja laatan kutistumaeroista aiheutuvien pakkovoimien analysoimista käsitellään kappaleessa 6.4, jossa pakkovoimien suuruutta pyritään arvioimaan FEM-mallin avulla.

6 PAKKОВОIMIEN MALLINTAMINEN FEM-LASKENTAOHJELMILLA

FEM-ohjelmien yleistymisen myötä myös lämpökuormista aiheutuviin pakkovoimiin on niiden analysoimisen näennäisen helppouden vuoksi alettu kiinnittää entistä huomattavasti enemmän huomiota. Ongelmana näiden pakkovoimien mallintamisessa ovat kuitenkin olleet epätodellisen suuriksi muodostuvat rasitukset, jotka ovat puolestaan johtaneet moninkertaisiin altaiden raudoitusmääriin verrattuna ainoastaan mekaanisin kuormin rasitettuihin altaisiin. Tässä luvussa perehdytään teräsbetonialtaan mallintamiseen FEM-ohjelmilla ja pyritään ottamaan mallinnuksessa huomioon pakkovoimien vaikutuksesta halkeilevan betonin taivutusjäykkyuden pieneneminen ja todelliset lämpökuormista aiheutuvat lämpötilagradientit kuten aikaisemmissa luvuissa on esitelty. Näillä keinoilla pyritään välttymään betonirakenteiden huomattavalta ylimitoitamiselta ja näin luomaan taloudellisesti järkeviä mutta edelleen toimivia ja turvallisia rakenteita. Lisäksi luvussa käsitellään betonialtaan laatan ja seinän välisestä kutistumaerosta aiheutuvia pakkovoimia seinän alareunassa ja esitetään keinoja näiden pakkovoimien mallintamiseksi FEM-ohjelmilla.

6.1 Tutkimuksessa käytettävä laskentamalli ja FEM-ohjelmat

Tässä tutkimuksessa keskitytään tarkastelemaan kuvan 6.1 mukaista tilavuudeltaan 9375 m^3 maanpäällistä teräsbetoniallasta, joka on sisämitoiltaan 75 m pitkä, 25 m leveä ja 5 m korkea. Altaan seinien ja maanvaraisen laatan paksuudet ovat 400 mm. Laatta ulottuu altaan jokaisella sivulla 400 mm seinän ulkolinjan ulkopuolelle.



Kuva 6.1. Betonialtaan Tekla Structures – malli

Allas seisoo maaperällä, jonka alustalukuna käytetään 50 MN/m^3 . Betonina käytetään EC:n mukaista betonilaatua C30/37 ja raudoituksena harjaterästankoja A500HW. Altaan kuormina käytetään seinille 5 metrin hydrostaattista vedenpainetta ja lineaarista lämpötilagradienttia, jonka suuruus on $\Delta T = 35 \text{ }^\circ\text{C}$. Vastaavasti altaan pohjalaatan kuormina ovat altaan veden paino ja lineaarinen lämpötilagradientti $\Delta T = 28,5 \text{ }^\circ\text{C}$. Lämpötilagradienttien suuruudet on otettu kappaleen 4.3 tapauksista. Pohjalaatta on maanvarainen 100 mm eristelevyllä routasuojattu laatta ja seinät ilmanvastaisia seiniä, joihin oletetaan puhaltavan 10 m/s pinnan suuntainen tuuli.

Altaan kuormien kuormitusyhdistelyissä ei ole käytetty kuormien pienennyskertoimia sen vuoksi, että sekä hydrostaattinen paine ja lämpökuormat vaikuttavat aina yhtä aikaa ja täysisuuruisina. Laskennassa käytettävät alkeiskuormitukset ja kuormitusyhdistelyt on esitetty kootusti taulukossa 6.1.

Taulukko 6.1. Alkeiskuormat ja kuormitusyhdistelyt

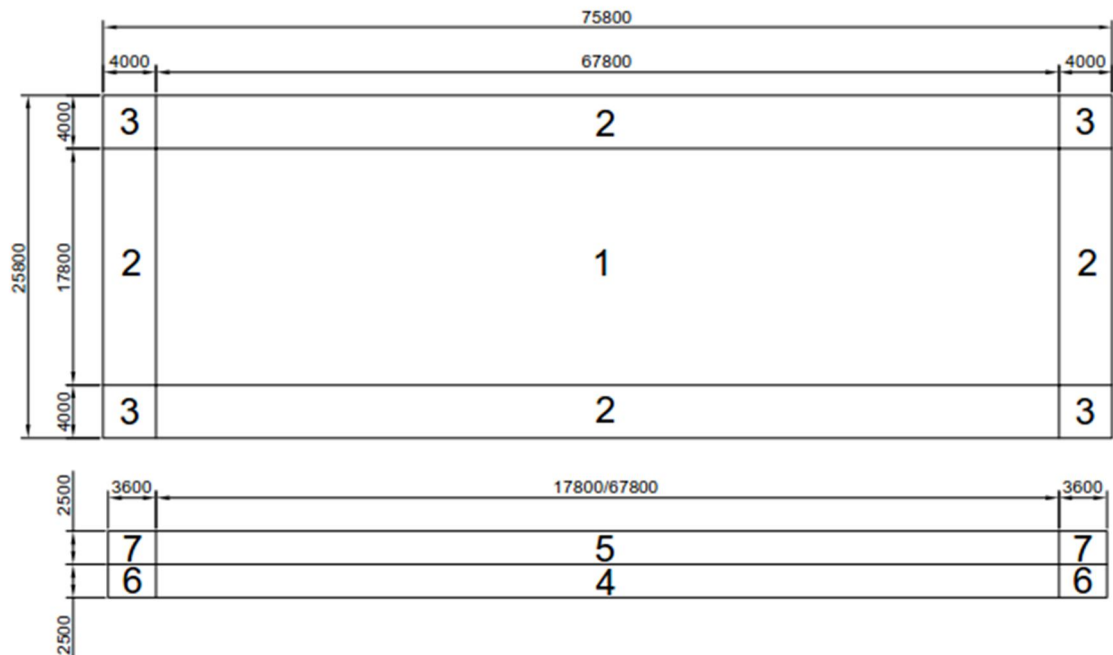
Alkeiskuorma	Alkeiskuorman suuruus
Rakenteiden omapaino (DL1)	koko rakenne
Veden paino (LL1)	50 kN/m^2
Hydrostaattinen paine (LL2)	5 m
Lämpökuorma (LL3)	laatta $\Delta T = 28,5 \text{ }^\circ\text{C}$, seinät $\Delta T = 35 \text{ }^\circ\text{C}$
Kuormitusyhdistely	
COMB1 (ULS) – vain mekaaniset kuormat	$1,15*DL1+1,5*LL1+1,5*LL2$
COMB2 (ULS)	$1,15*DL1+1,5*LL1+1,5*LL2+1,5*LL3$
COMB3 (SLS) – vain mekaaniset kuormat	$1,0*DL1+1,0*LL1+1,0*LL2$
COMB4 (SLS)	$1,0*DL1+1,0*LL1+1,0*LL2+1,0*LL3$

Betonialtaan analysoimisessa keskitytään käyttämään Autodesk Robot Structural Analysis (versio 26.0.4.4461 x64) – ohjelmaa. Tämän lisäksi tarkastellaan lyhyesti myös SSD – SOFiSTiK Structural Desktop (versio 14.05 – 30) – ohjelmaa selvittämällä sen kyvykkyyttä betonialtaan lämpökuormien ja kutistumien aiheuttamien pakkovoimien analysoimisessa. Tästä ohjelmasta ei kuitenkaan esitetä laskentatuloksia. Jatkossa näihin kahteen ohjelmaan viitataan lyhyesti nimillä Robot ja Sofistik. Seuraavissa kappaleissa esitetyt menetelmät ovat sovellettavissa myös muissa FEM-ohjelmissa niiden sisältämien ominaisuuksien puitteissa, vaikka kappaleissa keskitytäänkin käyttämään Robotia.

6.2 Altaan FEM-mallin luominen

Lähtökohtana betonialtaan mallintamisessa käytetään kappaleessa 4.2.2 esitettyä oletusta, jonka mukaan betonirakenne pysyy halkeilemattomana mekaanisten kuormien vaikuttaessa ja halkeilee aina, kun lämpökuormia on läsnä. Tämän vuoksi betonialtaasta on luotava kaksi erillistä mallia. Ensimmäisessä mallissa altaalle määritetään vain mekaaniset kuormat, eikä eri rakenneosien taivutusjäykkyyskäyttäytymistä modifioida. Toisessa mallissa

altaan lämpökuormien aiheuttamien pakkovoimien aikaansaama rakenneosien taivutusjäykkyysien pieneneminen on kuitenkin otettava huomioon. Tämän vuoksi altaan seinät ja pohjalaatta tulee jakaa jäykkyysvyöhykkeisiin, jotta eri alueiden raudoitusmäärien vaikutukset halkeilleiden poikkileikkauksien taivutusjäykkyysiin saadaan määriteltä. Tämän tutkimuksen esimerkkiallas on raudoitettu tavanomaiseen tapaan siten, että pohjalaatassa ja seinissä on vakiona pysyvät raudoitukset molemmissa pinnoissa. Pohjalaatan tapauksessa raudoitusta vahvistetaan kuitenkin laatan reunoilla lisäämällä tarvittava teräsmäärä seinien ankkuroimiseksi pohjalaattaan momenttijäykästi. Samoin seinien nurkka-alueet ja alareuna vaativat lisäraudoitusta. Esimerkkialtaan jako jäykkyysvyöhykkeisiin on esitetty kuvassa 6.2 ja taulukossa 6.2.



Kuva 6.2. Altaan pohjalaatan ja seinien jako raudoitusten mukaisiin jäykkyysvyöhykkeisiin

Taulukko 6.2. Altaan pohjalaatan ja seinien jäykkyysvyöhykkeet

Alue	Kuvaus
1	Pohjalaatan keskialue
2	Pohjalaatan reuna-alueet
3	Pohjalaatan nurkat
4	Seinien alaosat
5	Seinien yläosat
6	Seinien nurkkien alaosat
7	Seinien nurkkien yläosat

Jäykkyysvyöhykkeet tulee mallintaa Robotissa ortotrooppisina laattoina, jotta vyöhykkeiden taivutusjäykkyydet voidaan määrittää sekä x- että y-suunnissa. Robotissa ortotrooppisille laatoille voidaan määrittää ns. jäykkyyden muutuskertoimet, joiden avulla betonin kimmo- ja liukumoduulia voidaan muuttaa x- ja y-suunnissa. Sen sijaan

poikkileikkauksen neliömomentin Robot laskee aina kaavan 4.18 mukaisesti, eikä sitä ole ortotrooppisilla laatoilla mahdollista modifioida. Tämän vuoksi myös neliömomentin muutoksen vaikutukset on huomioitava jäykkyyden muutuskertoimessa, jotta rakenteen lopullinen taivutusjäykkyys (EI) saadaan syötettyä Robotiin oikein. Vyöhykkeiden taivutusjäykkyydet lasketaan liitteen 10 mukaisesti. Koska poikkileikkauksen taivutusjäykkyys on riippuvainen rasiutusten suuruudesta, olisi rakenteen tarkan taivutusjäykkyyden ja rasiutusten määrittäminen pitkän iteraatioprosessin tulos. Tämän vuoksi vyöhykkeiden taivutusjäykkyyksien määrittämisessä oletetaan, että poikkileikkaus halkeaa aina lämpökuormista aiheutuvien pakkovoimien vaikutuksesta. Tällöin voidaan taivutusjäykkyyden arvioimisessa käyttää poikkileikkauksen rasiutuksena sen halkeamamomentin arvoa. Näin saatu taivutusjäykkyyden arvo ottaa betonin halkeilun huomioon arvioimatta poikkileikkausta kuitenkaan liian löysäksi. Altaan 400 mm paksujen poikkileikkausten halkeamamomentti on 97,3 kNm kuten kuvasta 4.37 voidaan havaita.

Epälineaaristen lämpötilajakaumien syöttäminen poikkileikkauksille on Robotissa mahdotonta. Tämän vuoksi lämpötilagradientteina käytetään edellä esitettyjä epälineaarisista lämpötilajakaumista muunnettua tehollisia lämpötilagradientteja.

FEM-mallin verkotus toteutetaan siten, että pohjalaatan keskialueella (1) ja seinien yläosissa (5) verkon tiheytenä käytetään arvoa 800 mm ja muilla alueilla laatan ja seinien paksuutta eli 400 mm. Näin voidaan olettaa saavutettavan tarpeellinen tarkkuustaso erityisesti laatan epäjatkuvuuskohdissa, kuten altaan nurkissa ja seinien alareunoissa.

Altaan mallintamisen ja rasiutusten analysoimisen nopeuttamiseksi voidaan altaan suunnittelussa käyttää seuraavanlaista proseduuria:

1. Valitse altaan rakenneosien dimensiut mekaanisten kuormien mukaan huomioimatta vielä lämpökuormia.
2. Mallinna allas ja sen kuormat (ei lämpökuormia) ilman rakenneosien ortotropiaa jakaen allas kuitenkin jo valmiiksi raudoitusmäärien mukaisiin jäykkyyssvyöhykkeisiin.
3. Mitoita allas pelkille mekaanisille kuormille. Tässä vaiheessa raudoitusmäärien tarkka optimointi ei ole tarpeellista.
4. Laske altaan eri vyöhykkeiden jäykkyydet käyttäen edellisessä kohdassa määritettyjä raudoituksia. Taivutusjäykkyyttä laskettaessa poikkileikkauksen kuormitukseksi voidaan olettaa halkeilumomentti M_{cr} (kaava 4.53).
5. Kopioi kohdan 2 allas, lisää siihen lämpökuormat ja syötä edellisessä kohdassa määritetyt taivutusjäykkyydet Robotiin käyttäen ortotrooppisia laattoja.
6. Tarkista valitun raudoituksen riittävyys mekaanisten kuormien ja lämpökuormien yhdistelmälle käyttämällä kohdan 5 FEM-mallia.
7. Mikäli raudoitus ei ole riittävä, muuta raudoitusta, päivitä uudet jäykkyydet malliin ja tarkasta muutettujen raudoitusten kestävyys. Toista kunnes raudoitus on riittävä.

Kuten proseduurista voidaan huomata, rakenteet tulee aina mitoittaa sekä mekaanisille kuormille että mekaanisten kuormien ja lämpökuormien yhdistelmälle. Lämpökuormilla rasitetun altaan rasituksia voidaan estimoida myös laskematta altaan osille tarkkoja jäykkyyksiä. Tällöin voidaan ortotrooppisten laattojen jäykkyyden muutoskerroksena käyttää esimerkiksi kappaleessa 4.4.1 esitettyä arvoa 0,4 tai 0,5. Altaan lopullisessa analysoinnissa on kuitenkin suositeltavaa laskea taivutusjäykkyydet liitteen 10 mukaisesti, sillä rauditusmäärällä on rakenteen taivutusjäykkyyteen merkittävä vaikutus.

6.3 Lämpökuormista aiheutuvien pakkovoimien mallintaminen

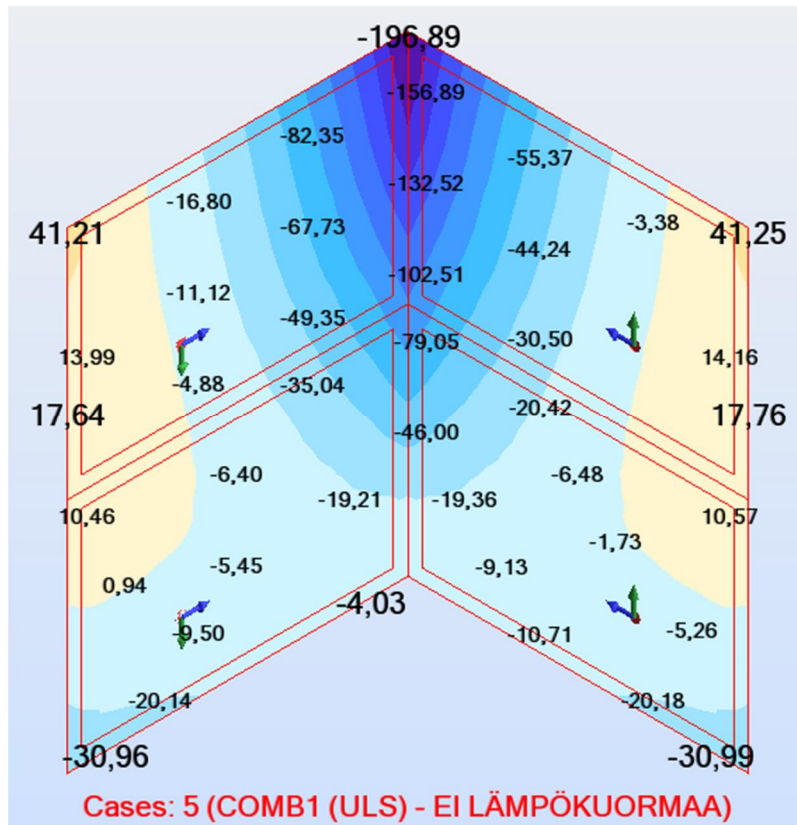
Tarkastellaan betoniallasta kolmessa eri tapauksessa. Kahdessa ensimmäisessä tapauksessa käsitellään allasta, jonka rakenneosien taivutusjäykkyyksiä ei ole muutettu oletusarvoista. Tällöin betonin taivutusjäykkyys lasketaan C30/37 betonin kimmomoduulin ja kaavan 4.18 mukaisen neliömomentin avulla. Tätä allasta tarkastellaan pelkillä mekaanisilla kuormilla ja mekaanisten kuormien ja lämpökuormien yhdistelmällä. Tästä eteenpäin näistä altaista käytetään nimitystä modifioimaton allas. Kolmannessa tapauksessa tarkastellaan allasta, jossa on otettu huomioon taivutusjäykkyyksien muutokset. Kuormituksena käytetään mekaanisten kuormien ja lämpökuormien yhdistelmää. Tälle altaalle käytetään tästä eteenpäin nimitystä modifioitu allas.

Kaikissa tästä eteenpäin esitettävissä tuloksissa x-suunta kuvaa seinissä vaakasuuntaa ja y-suunta pystysuuntaa. Laatan tapauksessa x-suunta on altaan pituussuunta ja y-suunta poikkisuunta.

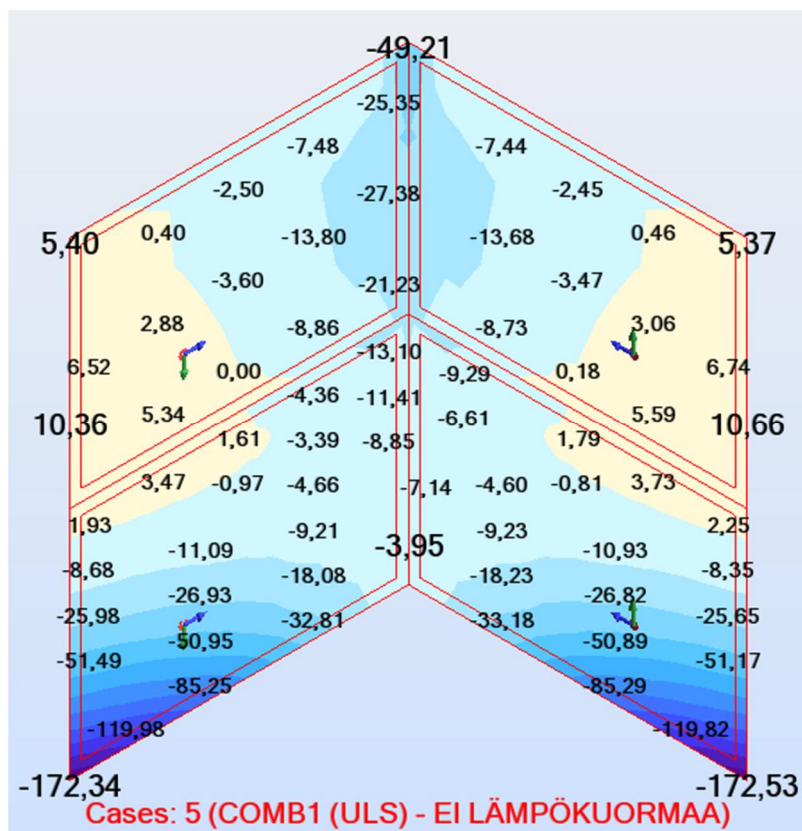
6.3.1 Modifioimaton allas + mekaaniset kuormat

Betoniallas tulee mitoittaa aina myös pelkille mekaanisille kuormille. Tämän vuoksi tarkastelemme ensimmäisenä modifioimatonta allasta. Käytettävät kuormitusyhdistelmät ovat COMB1 ja COMB3. Tarkastellaan tässä murtorajatilan taivutusmomenteja.

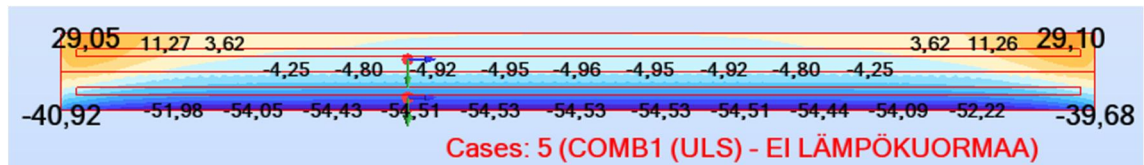
Altaan seinien nurkan x- ja y suuntien taivutusmomentit on esitetty kuvissa 6.3 ja 6.4. Kuvasta 6.3 nähdään, että nurkka-alueen tapauksessa suurimmat vaakamomentit muodostuvat odotetusti aivan seinien nurkkaan ja suurin taivutusmomentin arvo saavutetaan nurkan yläreunassa. Pystysuunnan taivutusmomentit (kuva 6.4) ovat nurkan alueella huomattavasti vaakamomenteja pienempiä. Seinien keskialueiden momenttijakaumat on esitetty kuvissa 6.5 ja 6.6. Näistä nähdään, että seinien keskialueiden mitoitettavat taivutusmomentit muodostuvat seinien alareunaan sekä vaaka- että pystysuunnissa.



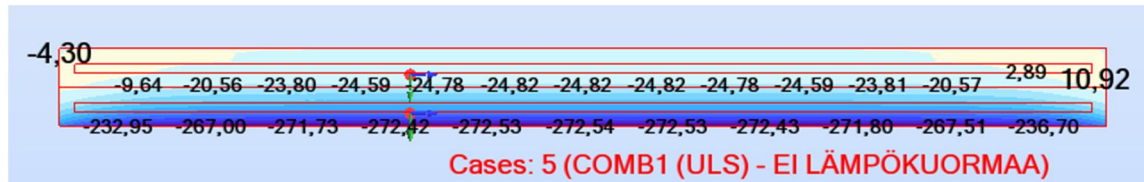
Kuva 6.3. Altaan nurkan taivutusmomentit x-suunnassa



Kuva 6.4. Altaan nurkan taivutusmomentit y-suunnassa



Kuva 6.5. Altaan seinän keskialueen taivutusmomentit x-suunnassa.



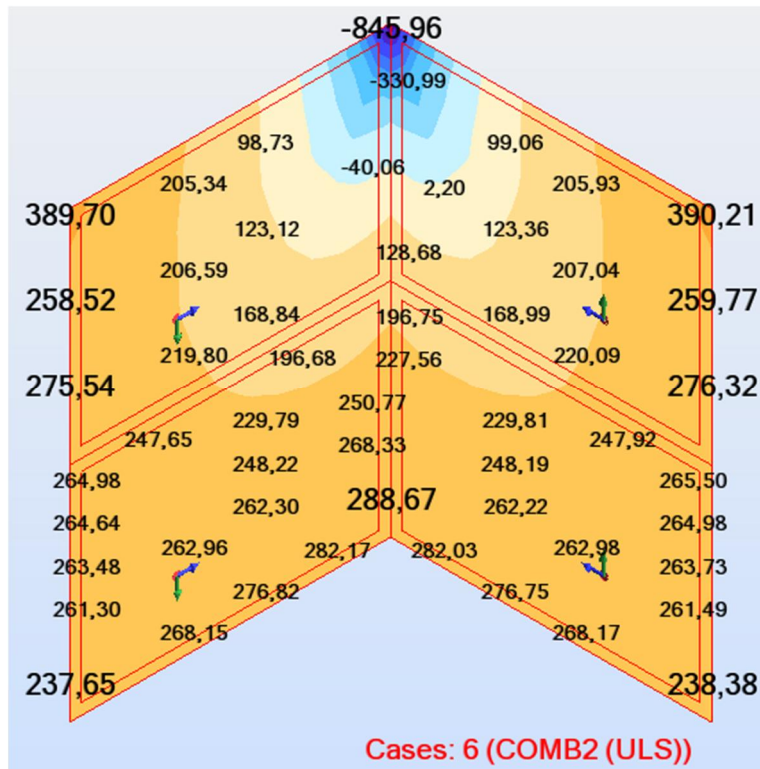
Kuva 6.6. Altaan seinän keskialueen taivutusmomentit y-suunnassa.

Altaan maanvaraiselle pohjalaatalle syntyvät taivutusmomentit jäävät sekä x- että y-suunnissa pieniksi ilman lämpökuormaa. Kaikkien jäykkyysalueiden maksimi taivutusmomentit ja kalvovoimat esitetään kootusti kappaleessa 6.3.4.

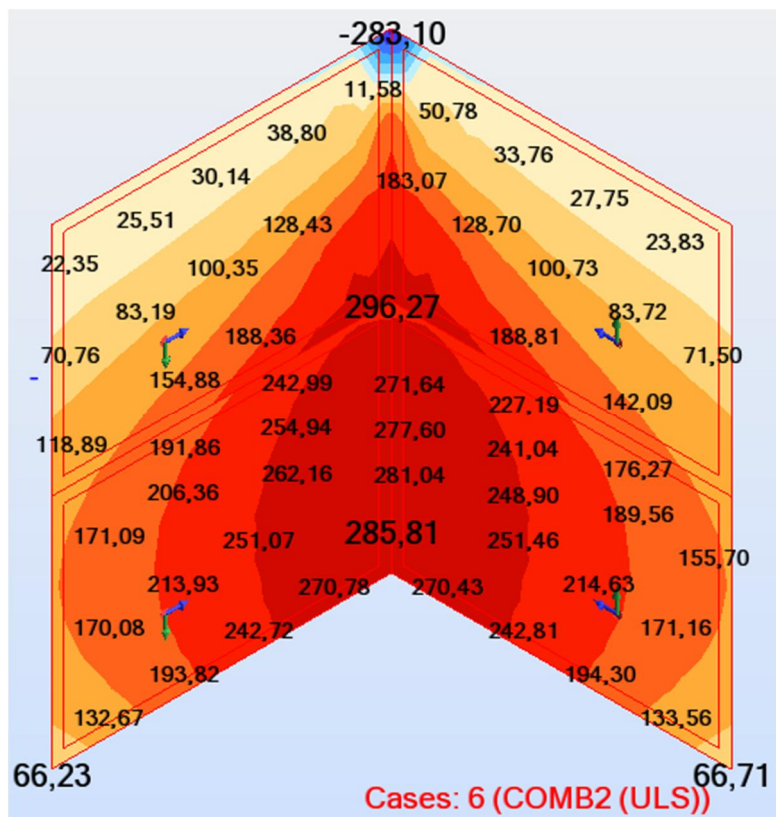
6.3.2 Modifioimaton allas + mekaaniset kuormat ja lämpökuormat

Tarkastellaan seuraavaksi modifioimatonta allasta kuormitusyhdistelmällä COMB2. Tästä tarkastelusta on hyvä huomioida, että nämä rasitukset eivät vastaa todellisuutta ja johtavat huomattavaan yliraidoitukseen. Tulokset esitellään ainoastaan havainnollisuuden vuoksi, miten merkittävästi altaan rasitukset kasvavat mikäli halkeilun ja betonin viruman aiheuttamia taivutusjäykkyyden muutoksia ei oteta huomioon.

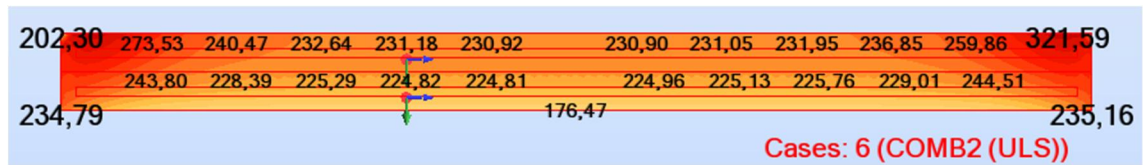
Kuvasta 6.7 voidaan huomata, että lämpökuorman lisääminen modifioimattomaan altaaseen yli nelinkertaistaa nurkan yläreunaan syntyvän vaakamomentin. Huomioimisen arvoista on myös, että taivutusmomentin suunta vaihtuu nurkan alueella päinvastaiseksi lukuun ottamatta nurkan ylintä osaa. Nyt nurkkien sisäpinnat ovat lähes kauttaaltaan puristettuja. Vielä suuremman muutoksen kokevat nurkan pystymomentit. Mekaanisten kuormien aiheuttamat pystymomentit pysyivät varsin maltillisina, mutta lämpökuormien lisääminen saa aikaan suuria pystyjännityksiä koko nurkan alueelle.



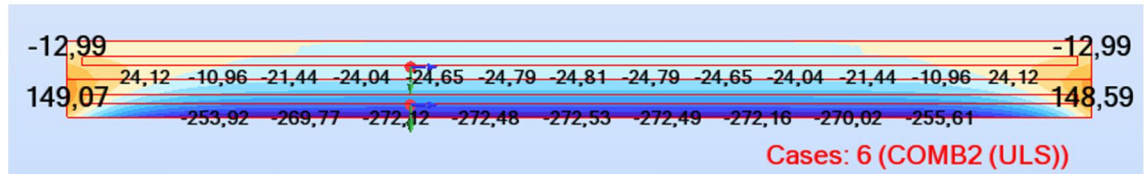
Kuva 6.7. Altaan nurkan taivutusmomentit x-suunnassa



Kuva 6.8. Altaan nurkan taivutusmomentit y-suunnassa

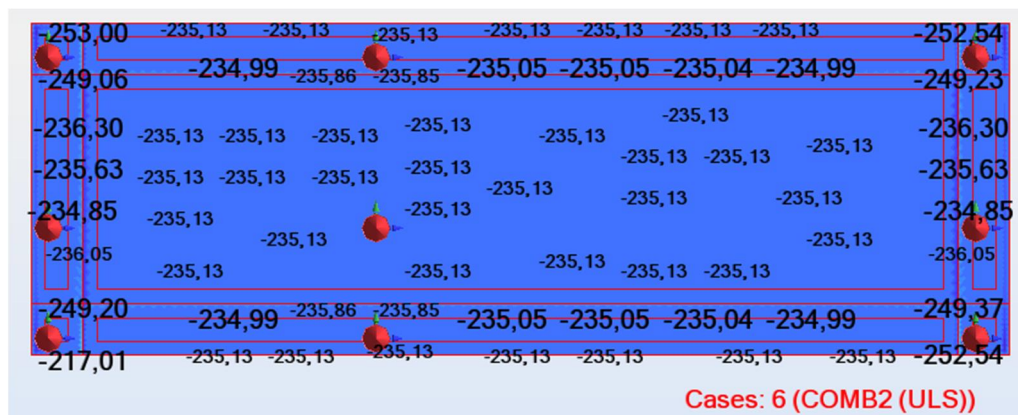


Kuva 6.9. Altaan seinän keskialueen taivutusmomentit x-suunnassa.

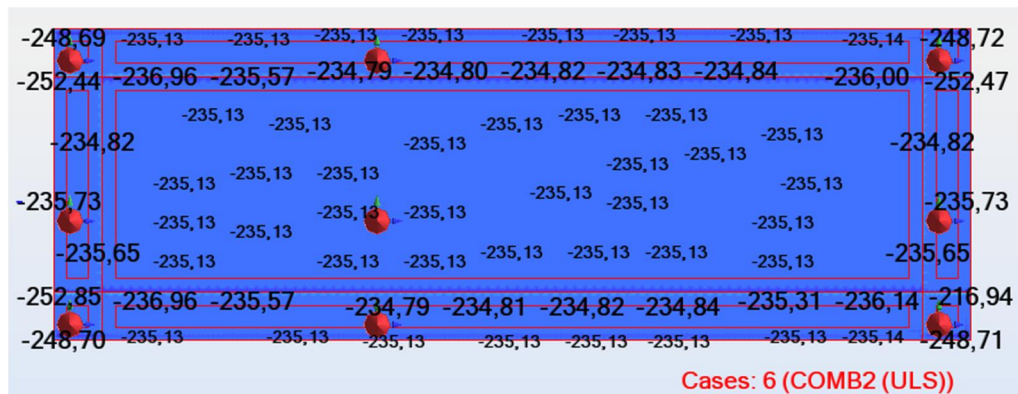


Kuva 6.10. Altaan seinän keskialueen taivutusmomentit y-suunnassa.

Myös seinien keskialueilla taivutusmomentit kasvavat huomattavasti. Mitoittava vaakamomentti syntyy nyt seinän yläreunaan poiketen mekaanisten kuormien tilanteesta. Sen sijaan pystymomentin maksimiarvoon ei lämpökuormalla ole vaikutusta, vaan se pysyy ennallaan. Tästä voidaan päätellä, että seinien keskialueella veden hydrostaattinen paine on altaan muista osista poiketen mitoittava tekijä pystysuunnassa, ja lämpökuormien aiheuttamat muodonmuutokset pääsevät tapahtumaan vapaasti aiheuttamatta jännityksiä. Seinän keskialue vaikuttaisi siis toimivan melko tarkasti alareunastaan jäykästi tuettuna mastoseinä, joka taipuu vapaasti ulospäin.



Kuva 6.11. Altaan pohjalaatan taivutusmomentit x-suunnassa.



Kuva 6.12. Altaan pohjalaatan taivutusmomentit y-suunnassa.

Altaan pohjalaatta kokee suhteellisesti suurimmat rasitusten muutokset. Kun mekaanisilla kuormilla pohjalaatta oli lähes momentiton molemmissa suunnissa, lämpökuorman lisääminen aiheuttaa laatalle tasaisen noin 235 kNm taivutusmomentin molempiin suuntiin. Lämpökuorman vaikutuksesta laatan yläpinta on kauttaaltaan puristettu.

6.3.3 Modifioitu allas + mekaaniset kuormat ja lämpökuormat

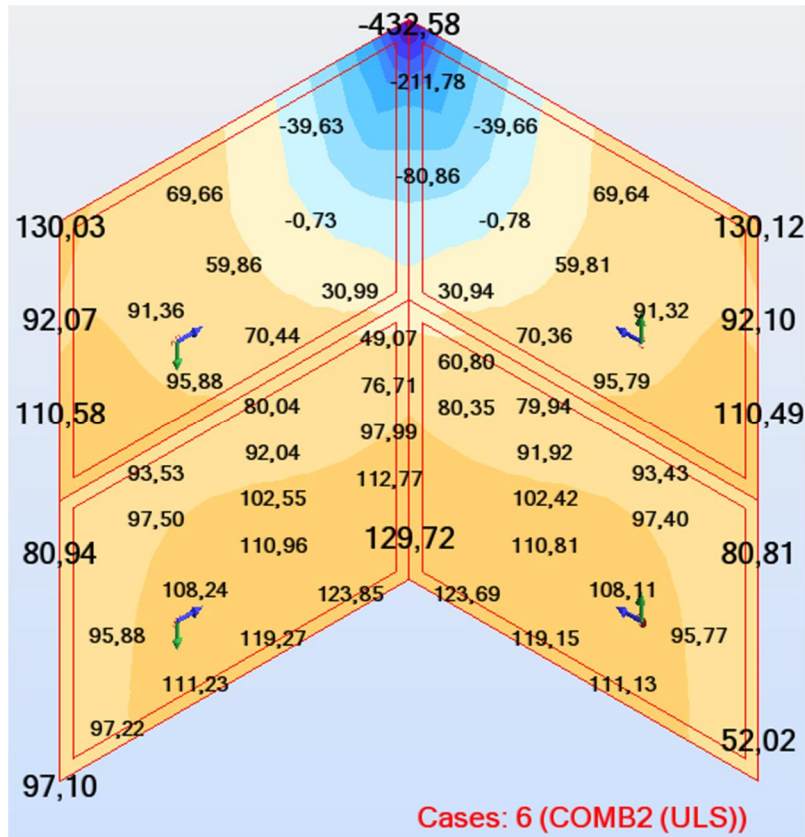
Viimeiseksi tarkastellaan allasta, jossa halkeilun ja viruman aiheuttamat rakenneosien taivutusjäykkyyksien muutokset on otettu huomioon. Käytettävät kuormitusyhdistelmät ovat COMB2 ja COMB4. Taulukossa 6.3 on esitetty modifioidun altaan laskennassa käytetyt jäykkyysvyöhykkeiden raudoitukset ja niitä vastaavat Robotiin syötettävät jäykkyyden muutokertoimet.

Taulukko 6.3. Betonialtaan raudoitukset ja taivutusjäykkyydet

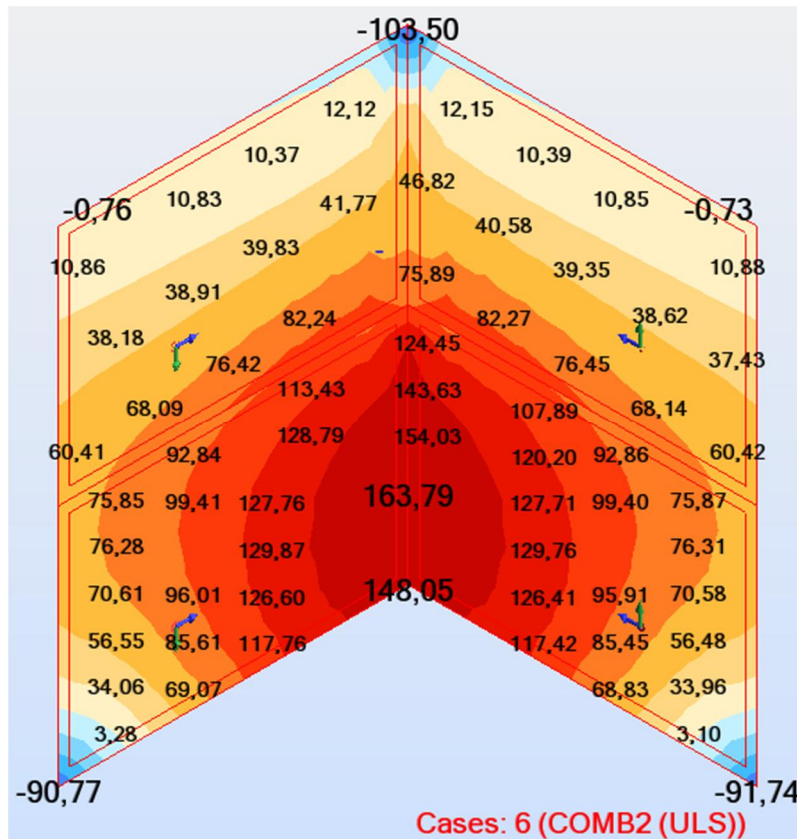
Jäykkyysvyöhyke	Suunta	Raudoitus	Taivutusjäykkyys [Nmm ²]	Jäykkyyden muutoskerroin
1	xx	16k150	3,822E+13	0,218
	yy	16k150	3,822E+13	0,218
2 sivut	xx	16k150	3,822E+13	0,218
	yy	16k150 + 20k100 D-reunahaat	9,408E+13	0,537
2 päädyt	xx	16k150 + 20k100 D-reunahaat	9,408E+13	0,537
	yy	16k150	3,822E+13	0,218
3	xx	16k150 + 20k100 D-reunahaat	9,408E+13	0,537
	yy	16k150 + 20k100 D-reunahaat	9,408E+13	0,537
4	xx	16k150	3,822E+13	0,218
	yy	16k150 + 20k100 D-reunahaat	9,408E+13	0,537
5	xx	16k100 + 2T20 seinän yläreunassa	5,248E+13	0,3
	yy	16k150	3,822E+13	0,218
6	xx	16k150 + 16k100 D-reunahaat	7,659E+13	0,437
	yy	16k100 + 20k100 D-reunahaat	1,036E+14	0,592
7	xx	16k100 + 16k100 D-reunahaat	8,719E+13	0,498
	yy	16k100	5,248E+13	0,3

Jäykkyysvyöhykkeen 1 (pohjalaatan keskialue) taivutusjäykkyys ja kimmomoduulin muutoskerroin on laskettu liitteessä 10. Taulukosta 6.3 voidaan huomata, että laatan raudoitusmäärällä on suuri vaikutus taivutusjäykkyyteen. Kun 16k150 raudoitettun laatan jäykkyyden muutoskerroin on 0,218, on vastaava kerroin 16k100 + 20k100 raudoitettulle laatalle jo 0,592. Tämän vuoksi jäykkyyden muutuskertoimen oletaminen esimerkiksi arvoksi 0,5 yliarvioi oleellisesti laatan taivutusjäykkyyttä laatan ollessa maltillisesti raudoitettu. Kuitenkin raudoitusmäärän kasvaessa arvo 0,5 alkaa aliarvioida laatan taivutusjäykkyyttä.

Kuvissa 6.13 ja 6.14 on esitetty modifioidun altaan nurkan x- ja y-suunnan momentit murtorajatilassa. Nähdään, että nurkka-alueen maksimimomentti vaakasuunnassa puolittuu, kun rakenteiden jäykkyydenmuutokset otetaan huomioon. Muualla nurkan alueella vaakamomentit pienenevät suhteellisesti jopa tätäkin enemmän. Myös pystysuunnan momenteissa tapahtuu halkeilun vaikutuksesta huomattavan suurta pienentymistä.

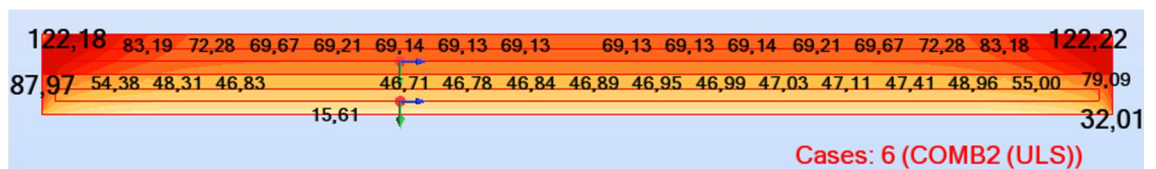


Kuva 6.13. Altaan pohjalaatan taivutusmomentit x-suunnassa.

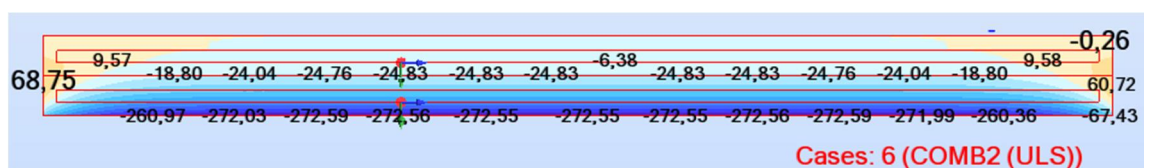


Kuva 6.14. Altaan pohjalaatan taivutusmomentit y-suunnassa.

Vastaavasti seinien keskialueilla (kuvat 6.15 ja 6.16) rasitukset pienentyvät halkeilun vaikutuksesta huomattavasti verrattuna modifioimattomaan altaaseen. Sen sijaan seinien keskialueiden pystymomentteihin halkeilulla ei näyttäisi olevan suurta vaikutusta. Vain lähestyttäessä seinien nurkkia tapahtuu pystymomenteissa pienentymistä. Kuitenkin seinien alareunojen pystymomenttien maksimit pysyvät edelleen samana. Tämä selittyy sillä, että seinien keskialueet toimivat likimain isostaattisina mastoina, jolloin rakenteen jäykkyys ei vaikuta muodostuvien rasitusten suuruuksiin. Kuten edellisessäkin tapauksessa, pystymomentin maksimi aiheutuu veden hydrostaattisesta paineesta.



Kuva 6.15. Altaan seinän keskialueen taivutusmomentit x-suunnassa.



Kuva 6.16. Altaan seinän keskialueen taivutusmomentit y-suunnassa.

Taulukko 6.4. Modifioimattoman altaan maksimirasitukset

Jäykkyys- vyöhyke	Laskentatapaus							
	Modifioimaton allas + COMB1/3				Modifioimaton allas + COMB2/4			
	ULS				ULS			
	M _{xx}	M _{yy}	N _{xx}	N _{yy}	M _{xx}	M _{yy}	N _{xx}	N _{yy}
1	12,8	11,8	145,5	160,6	249,4	249,6	150,4	162,5
2	8,1	8,3	181,5	181,8	253,0	252,9	187,0	184,9
3	6,9	6,3	144,1	145,5	248,6	248,7	100,2	101,1
4	61,5	307,5	89,5	0,0	279,7	307,5	135,1	22,7
5	29,8	38,5	131,4	0,0	324,2	133,6	389,1	17,4
6	102,3	172,5	99,2	0,0	288,7	285,8	87,2	24,9
7	196,9	49,2	149,1	1,6	846,0	296,3	2753,5	614,5
	SLS				SLS			
	M _{xx}	M _{yy}	N _{xx}	N _{yy}	M _{xx}	M _{yy}	N _{xx}	N _{yy}
1	11,1	10,3	96,8	107,1	168,0	168,0	100,0	108,3
2	7,1	7,1	121,0	121,2	169,8	169,6	124,7	123,2
3	5,8	5,2	96,1	97,0	166,5	166,6	66,8	67,4
4	41,0	205,0	60,7	0,0	186,4	205,0	90,9	9,1
5	19,9	25,7	90,6	0,0	216,1	89,0	262,4	7,8
6	68,1	115,1	66,0	0,0	192,7	190,5	58,5	10,5
7	131,2	32,9	99,5	0,2	563,9	197,6	1835,7	408,8

Taulukko 6.5. Modifioidun altaan maksimirasitukset

Jäykkyys- vyöhyke	Laskentatapaus			
	Modifioitu allas + COMB2/4			
	ULS			
	M _{xx}	M _{yy}	N _{xx}	N _{yy}
1	59,0	59,4	118,8	122,2
2	123,4	123,7	188,8	189,6
3	138,1	138,1	159,6	159,4
4	88,1	306,5	71,7	2,8
5	122,5	47,8	215,0	3,7
6	129,7	163,8	64,9	0,0
7	432,6	114,3	1102,5	175,9
	SLS			
	M _{xx}	M _{yy}	N _{xx}	N _{yy}
1	40,5	40,7	79,0	81,4
2	83,4	83,6	125,9	126,4
3	92,7	92,7	106,4	106,2
4	56,7	204,3	48,2	0,0
5	81,7	31,8	144,9	1,7
6	86,7	109,2	43,2	0,0
7	288,3	76,2	735,1	116,4

Altaan rakenteisiin kohdistuvia leikkausvoimia ei ole tässä esitetty sen vuoksi, että pääsääntöisesti lämpökuoma aiheuttaa rakenteisiin vakiomomentin. Koska leikkausvoima on taivutusmomentin derivaatta, on leikkausvoima nolla momentin ollessa vakio. Tämä on havaittavissa myös esimerkkialtaan FEM-mallissa.

Mitoitettaessa allasta mekaanisten kuormien ja lämpökuormien yhdistelmälle on altaan mitoittavien rasitusten valinnassa käytettävä harkintakykyä. Tämän esimerkkialtaan mitoituksessa on käytetty suoraan Robotista saatuja jäykkyysvyöhykkeiden maksimiarvoja (taulukon 6.5 rasitukset) kaikissa muissa tapauksissa paitsi jäykkyysvyöhykkeen 7 vaakasuuntaisten rasitusten tapauksessa. Nurkan yläreunaan muodostuvat vaakamomentit ja kalvovoimat ovat niin suuria ja keskittyvät pienelle alueelle, että nurkka-alueen mitoittaminen näille rasituksille ei ole järkevää. Siksi jäykkyysvyöhykkeen 7 x-suunnan mitoituksessa murtorajatilan rasituksiksi on arvioitu $M_{xx} = 150 \text{ kNm}$ ja $N_{xx} = 300 \text{ kN}$ ja käyttörajatilan rasituksiksi $M_{xx} = 100 \text{ kNm}$ ja $N_{xx} = 200 \text{ kN}$. Näillä kuormilla altaan kaikki rakenneosat täyttävät 0,2 mm halkeamaleveysvaatimuksen.

6.3.5 Altaan lämpökuormien ja rakenteen lisäoptimointi

Yllä esitetyssä modifioidun altaan tapauksessa lämpökuormista aiheutuvia rasituksia on pyritty arvioimaan realistisesti huomioimalla rakenteeseen kohdistuvat epälineaariset lämpötilagradientit, viruma ja betonin halkeilu. Lämpötilagradienttien laskenta on esitetty kappaleessa 4.3 ja viruman ja halkeilun vaikutukset on otettu huomioon kappaleen 4.4 mukaisesti.

Kuitenkin hyvin suurten lämpökuormien tapauksissa lämpötilagradienttien, viruman ja halkeilun vaikutusten yhä tarkempi arvioiminen voi tulla tarpeelliseksi pitkälle vietyä rakenteen optimointia tavoiteltaessa. Esimerkiksi lämpötilagradienttia määritettäessä ulkopinnan konvektiokertoimen suuruudella on oleellinen vaikutus. Yllä esitellyn altaan seinien lämpötilagradienttia laskettaessa ulkopinnan tuulen nopeudeksi on oletettu 10 m/s, jolloin ulkopinnan konvektiokerroin on $43,215 \text{ m}^2\text{K/W}$. Kuitenkin tilanteessa, jossa maanpäällisen altaan lämpökuorman maksimi aiheutuu ulkona vaikuttavasta mitoitus-pakkasesta, voitaneen tällöin ulkona vaikuttavan tuulen nopeus olettaa hyvin pieneksi. Ulkopinnan tuulennopeuden lähestyessä nollaa, pienenee pinnan konvektiokerroin oleellisesti vähentäen ulkopinnan jäähtymistä. Tämä taas pienentää syntyvää lämpötilagradienttia. Tästä syystä ulko-olosuhteiden mahdollisimman tarkka määrittäminen rakennetta optimoitaessa on hyödyksi.

Myös betonin lämmönjohtavuudella on vaikutusta syntyvän lämpötilagradientin suuruuteen. Tässä tutkimuksessa betonin lämmönjohtavuutena on käytetty $2,3 \text{ W/mK}$, mutta betonin lämmönjohtavuus vaihtelee sen lujuuden mukaan. Mitä suurempi betonin lämmönjohtavuus on, sitä pienemmäksi lämpötilagradientti muodostuu. Lisäksi tässä tutkimuksessa lämpötilagradientteja määritettäessä altaan sisäpuolisen nesteen lämpötilan on oletettu pysyvän vakiona. Jos altaan nesteessä ei tapahdu sekoittavaa virtausta, altaan seinien ja pohjalaatan läheisyydessä olevan nesteen lämpötila voi laskea huomattavastikin altaan ulkopuolisista olosuhteista johtuen, mikä edelleen pienentää lämpötilagradienttia.

Halkeilun osalta jäykkyyteen voidaan vaikuttaa arvioimalla kuormituksen suuruutta tarkemmin taivutusjäykkyyksiä laskettaessa. Esitellyssä allasesimerkissä taivutusjäykkyyksien laskennassa laatan ja seinien rasiukseksi on arvioitu halkeilumomentin suuruinen taivutusmomentti. Mikäli altaan rakenneosien rasitusten tiedetään olevan jatkuvasti tätä suurempia, voi halkeilumomenttia suuremman taivutusmomentin käyttäminen olla perusteltua. Rakenneosan rasituksen kasvaessa sen taivutusjäykkyys laskee ja tätä kautta myös rasitukset pienentyvät.

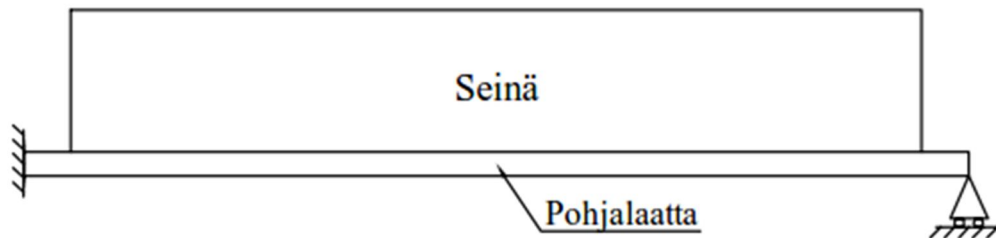
Viruma on otettu allasesimerkissä huomioon liitteen 10 mukaisesti. Vallitsevan suhteellisen kosteuden on oletettu olevan 100 % ja tarkasteluajankohta kolme vuorokautta kuormituksen alusta. Tämä vastaa aikaa, jolloin altaan seinän lämpötilagradientti saavuttaa maksimiarvonsa. Viruman kasvaminen pienentää rakenteen taivutusjäykkyyttä ja tätä kautta pienentää rasituksia. Viruman kasvattamisessa tulee kuitenkin käyttää harkintakykyä. On huomioitava, että mikäli lämpökuormitus on lyhytaikaista tai syklistä toistuvaa, ei virumaa välttämättä ehdi kehittyä.

Mikäli kuormitusta ei näilläkään keinoilla saada halutulle tasolle, voidaan syntyviin rasituksiin vaikuttaa myös rakennetta ja lämpökuorman tyyppiä muuttamalla. Kuten kappaleessa 4.3 todettiin, voidaan syntyvää lämpötilagradienttia pienentää eristämällä rakenne. Lämpökuorman osalta tässä tutkimuksessa on oletettu lämpökuorman vaikuttavan rakenteeseen shokkikuormana. Toisin sanoen altaaseen on kaadettu kuumaa nestettä, jonka lämpötila on jo lähtötilanteessa mitoitusarvossaan. Lämpötilagradientin suuruuteen voidaan vaikuttaa merkittävästi, jos lämpökuorma voidaan tuoda rakenteelle vaiheittain (nesteen lämmittäminen altaassa). Tällöin rakenne ehtii lämmetä nesteen mukana ilman suurien lämpötilagradienttien muodostumista.

6.4 Kutistumisesta aiheutuvien pakkovoimien mallintaminen

Tässä tutkimuksessa betonin kutistumisen aiheuttamien pakkovoimien mallintamista käsitellään tilanteessa, jossa pohjalaatan ja seinän välinen kutistumaero aiheuttaa seinän alareunaan vaakasuuntaisia vetojännityksiä. Tarkastelussa käytetään kappaleessa 6.1 esiteltyä allasta. Kutistumapakkovoimia ei kuitenkaan ole yhdistetty samaan FEM-laskentamalliin lämpökuormista aiheutuvien pakkovoimien kanssa vaan selkeyden vuoksi niitä tarkastellaan omassa mallissaan. Pakkovoimien laskennassa käytetään kuvan 6.19 mukaista rakennemallia, jossa pohjalaatta on mallinnettu päistään tuettuna palkkina. Laatan toinen pää on kiinnitetty jäykästi ja toisessa päässä on nivelellinen rullatuki, joka sallii pohjalaatan venymisen ja kokoon puristumisen. Seinä on momentti-jäykästi kiinni laatasta. Koska Robotissa ei ole mahdollista syöttää rakenteille suoraan kutistumia, kierretään tämä puute asettamalla seinälle tasainen lämpötilan muutos, jonka aiheuttama seinän pituudenmuutos vastaa pohjalaatan ja seinän välistä kutistumaeroa. Kappaleessa 5.2 esitettiin pohjalaatan ja seinän väliselle kutistumaerolle sopivaksi arvoksi $\Delta\epsilon = -7 \cdot 10^{-5}$. Kun betonin pituuden lämpötilakerroin on $\alpha = 1 \cdot 10^{-5} \text{ 1/}^\circ\text{C}$, saadaan kutistumaeroa vastaavaksi tasaiseksi lämpötilan muutokseksi 7°C . Seinälle syötetään

siis lämpökuormaksi -7 °C lämpötilan muutos, jolloin seinä kutistuu. Tarkastelussa jätetään rakenteiden omapaino kokonaan huomioimatta, jotta rakenteelle ei synny tuloksia vääristäviä taivutusmomentteja. Käytettävät kuormitusyhdistelmät on esitetty taulukossa 6.6. Tarkastellaan altaan sekä 75 m pituista sivuseinää että 25 m pituista päätyseinää.



Kuva 6.19. Kutistumapakkovoimien laskennassa käytettävä rakennemalli

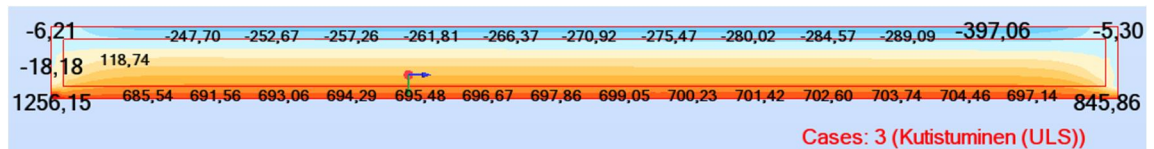
Taulukko 6.6. Alkeiskuormat ja kuormitusyhdistelyt

Alkeiskuorma	Alkeiskuorman suuruus
Tasainen lämpötilan muutos (LL1)	-7 °C
Kuormitusyhdistely	
COMB1 (ULS)	$1,5 \cdot \text{LL1}$
COMB2 (SLS)	$1,0 \cdot \text{LL1}$

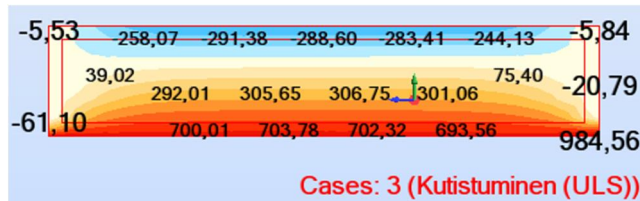
Myös kutistumapakkovoimien kohdalla tarkastellaan modifioimatonta ja modifioitua rakennetta. Lämpökuormien pakkovoimalaskennasta poiketen tässä seinälle ei kuitenkaan lasketa tarkkaa taivutusjäykkyyttä, vaan käytetään Robotissa jäykkyyden muutuskertoimen arvoa 0,5. Tämä siksi, että seinän taivutusjäykkyyden määrittäminen pystysuunnassa on seinän raudoituksen sijaintien vuoksi haastavaa. Lisäksi kutistumaeroja tarkasteltaessa pohjalaatan taivutusjäykkyyttä ei muuteta, koska pohjalaatan ja seinän välinen kutistumaero aiheuttaa pohjalaattaan puristusta ja näin ollen laatta ei halkeile.

6.4.1 Modifioimaton allas + kutistumaero

Kuvissa 6.19 ja 6.20 on esitetty kutistumaerosta aiheutuvat vaakasuuntaiset kalvovoimat altaan seinissä. Molemmissa tapauksissa seinien alareunan keskialueille muodostuu noin 800 kN paikallinen vetovoima, joka pienenee tasaisesti noustaessa seinää ylöspäin. Seinien yläreunat ovat sitä vastoin puristettuja. Näyttäisi siltä, että seinän pituudella ei juuri ole merkitystä kutistumaerosta seinän alareunaan aiheutuviin vetojännityksiin, kun tarkastellaan seinän keskialuetta. Molemmista kuvista voidaan myös huomata, että seinien nurkkiin muodostuu vetojännitysten paikalliset maksimit, jotka ovat seinän keskialueen alareunan jännityksiä selvästi suurempia. Näitä jännityksiä ei kuitenkaan ole tarpeellista käyttää raudoitettaessa seinän alareunaa kutistumaeroja vastaan, sillä kyseiset maksimit aiheutuvat laskentamallin tuentojen vuoksi. Molemmissa seinissä nurkkien suuret maksimit muodostuvat laatan jäykästi tuettuun päähän.



Kuva 6.19. Modifioimattoman sivuseinän x -suunnan kalvovoimat

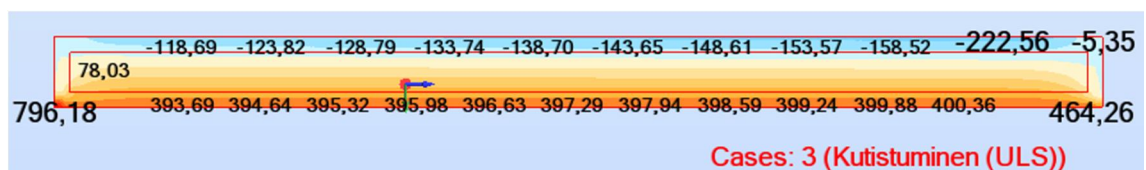


Kuva 6.20. Modifioimattoman päätyseinän x -suunnan kalvovoimat

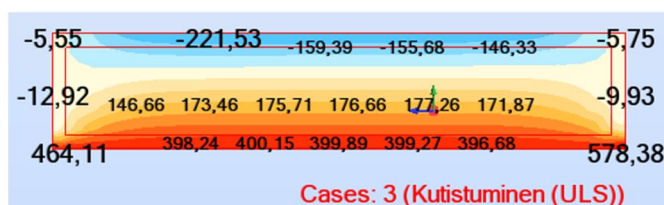
Tarkastellaan vertailun vuoksi myös 75 m ja 25 m pituisia seiniä, joiden korkeus on 10 m. Tuloksista havaitaan, että seinän korkeuden kasvattaminen pienentää laskentamallin mukaan seinään muodostuvia puristus- ja vetojännityksiä. Nyt seinän alareunaan syntyy noin 650 kN paikallinen vetovoima. Sen sijaan seinän keskialueen vedetyn alueen korkeuteen seinän korkeudella ei näyttäisi olevan vaikutusta. Sekä viiden että kymmenen metrin korkuisella seinällä vedettyä aluetta on vajaa 70 % seinän korkeudesta. Kymmenen metriä korkeiden seinien rasisutuksia ei ole tässä esitetty, koska rasisutuskuvio vastaa muodoltaan matalampaa seinää. Vain rasisutusten suuruudet muuttuvat.

6.4.2 Modifioitu allas + kutistumaero

Modifioidun seinän tapauksessa seinien rasisutukset (kuvat 6.21 ja 6.22) ovat odotetusti huomattavasti modifioimattomia seiniä pienemmät. Nyt seinän keskialueen alareunan maksimivetovoima on noin 460 kN. Tässäkin tapauksessa seinän vedetyn alueen korkeus on noin 70 % seinän korkeudesta.



Kuva 6.21. Modifioidun sivuseinän x -suunnan kalvovoimat



Kuva 6.22. Modifioidun päätyseinän x -suunnan kalvovoimat

Mitoitettaessa seinän alareunan halkeamaleveyttä voidaan mitoittavana rasisutuksena käyttää seinän keskialueen alareunaan muodostuvaa vetovoimaa. Kutistumaeron aiheut-

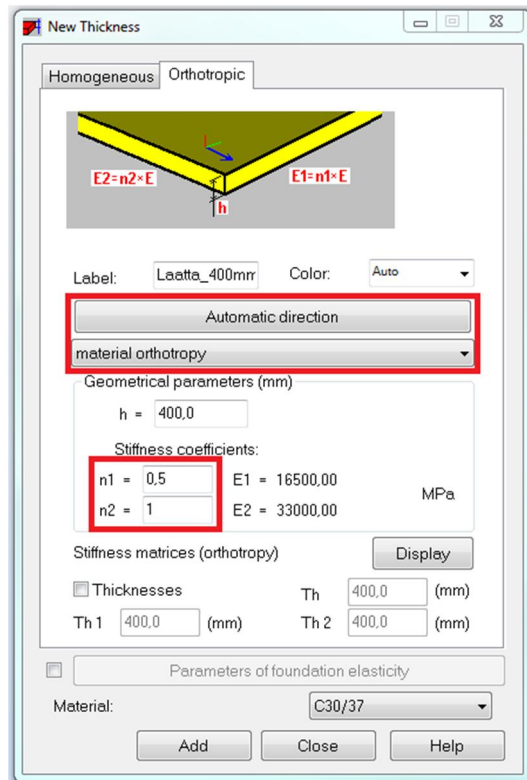
taman pakkovoiman vaatima lisäraudoitus sijoitetaan seinän alareunaan normaalin raudoituksen lisäksi. Esimerkkialtaan tapauksessa alareunan lisäraudoituksen laskennassa tulisi käyttää murtorajatilassa (COMB1) 460 kN suuruista vetovoimaa ja käyttörajatilassa (COMB 2) 400 kN suuruista vetovoimaa. Seinän alareunan raudoitust määrän ja syntyvän halkeamaleveyden suuruuteen ei tässä tutkimuksessa kuitenkaan oteta kantaa. Eurokoodi esittää laskentamenetelmän alareunastaan jäykästi tuetun seinän (jatkuva reunatuki) halkeamaleveydelle, mutta tämä laskenta ei ota lainkaan huomioon raudoituksen määrää betonin ja raudoitustankojen välistä venymäeroa $\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$ laskettaessa, minkä vuoksi saatavat tulokset ovat vähintäänkin epäilyttäviä [4, s.20]. Tätä ongelmaa on tutkittu enemmän lähteen 33 mukaisessa raportissa. Raportissa esitetään myös vaihtoehtoinen menetelmä jatkuvalla reunatuella varustetun seinärakenteen halkeamaleveyden määrittämiseksi [33].

Koska Robotissa kutistumat joudutaan mallintamaan rakenteen lämpötilan muutoksena, ei kutistumaerojen lisääminen lämpökuormien kanssa samaan laskentamalliin ole suositeltavaa. Kun altaan pohjalaatan maanvaraisuus mallinnetaan jousialustana, syntyy rakenneosien tasaisesta kutistumisesta ja venymisestä varsin vaikeatulkintaisia rasituksia. Siksi kutistumaerojen käsitteleminen omassa laskentamallissa on helpompaa ja saatujen rasitusten vaikutukset voidaan huomioida erikseen. Koska seinien alareunan kutistumishalkeamia pyritään yleensäkin rajoittamaan erillisellä lisäraudoituksella, ei näiden rasitusten tutkiminen erillisessä mallissa tuota vaikeuksia altaan mitoittamisessa.

6.5 FEM-ohjelmien käyttökelpoisuus pakkovoimien laskennassa

Edellisissä kappaleissa perehdyttiin lämpökuormista ja kutistumisesta aiheutuvien pakkovoimien mallintamiseen ennen kaikkea Robot Structural Analysis – ohjelmalla. Saatujen tulosten perusteella Robot näyttäisi tietyin rajoituksin sopivan pakkovoimien mallintamiseen.

Lämpökuormien osalta Robotiin pystyy syöttämään lineaarisia lämpötilajakaumia ja tasaisia lämpötilan muutoksia. Rajoituksena on kuitenkin epälineaaristen lämpötilajakaumien puute. Tämä puute onnistutaan kuitenkin kiertämään käyttämällä kappaleessa 4.3 esitettyjä tehollisia lämpötilagradientteja. Myös halkeilleen ja viruneen poikkileikkauksen rasitusten laskennassa Robot jättää toivomisen varaa. Robotista puuttuu täysin halkeilleen ja viruneen tilan rasitusten tarkastelu. Toisin sanoen halkeilun ja viruman vaikutukset käyttäjä joutuu määrittelemään ja syöttämään itse. Tämä onnistuu käyttämällä laattaelementtien poikkileikkauksen määrittelyssä ortotrooppisia laattoja, joiden tyyppinä on materiaalin ortotropia. Tällöin laatan jäykkyydelle on mahdollista määritellä muutoskerroin (n_1 ja n_2) sekä x- että y-suunnissa. Laatan ortotropian suunnaksi tulee valita ”Automatic direction”, jolloin ortotropian suunnat määräytyvät laattojen paikallisten koordinaattiakselien mukaan. Kuvassa 6.23 on esitetty kutistumalaskennassa käytetyn seinän ortotrooppiset ominaisuudet.



Kuva 6.23. Materiaalin ortotropian syöttäminen laatalle Robotissa

Ortotrooppisten laattojenkin käytössä on kuitenkin omat puutteensa. Ortotrooppisten laattojen neliömomenttia ei nimittäin pysty muokkaamaan kuten homogeenisten laattojen tapauksessa. Robot laskee poikkileikkauksen neliömomentin aina kaavan 4.18 mukaisesti, mikä ei ota raudoituksia lainkaan huomioon. Tämän vuoksi raudoitetun ja halkeilleen poikkileikkauksen neliömomentin muutokset on huomioitava jäykkyyden muutuskertoimissa. Näin poikkileikkauksen taivutusjäykkyys (EI) saadaan määritettyä halutuksi. Raudoituksen, halkeilun ja viruman vaikutukset huomioivan muutuskertoimen laskenta on esitetty liitteessä 10.

Myös kutistumien syöttäminen rakenteille on Robotissa mahdotonta. Onneksi tämänkin puute pystytään kiertämään asettamalla rakenteelle tasainen lämpötilan muutos kapaleessa 6.4 esitetyllä tavalla. Tästä seuraa kuitenkin se, että kutistumapakkovoimien tarkastelu on järkevintä tehdä omassa laskentamallissaan erillään muista altaan kuormista.

Puutteistaan huolimatta Robot Structural Analysis on kuitenkin kelvollinen apuväline lämpökuormista ja kutistumista aiheutuvien pakkovoimien laskennassa. Tässä tutkimuksessa esitetyt menetelmät ja tuloksia hyödyntämällä Robotista ja muista vastaavat ominaisuudet sisältävistä FEM-ohjelmista on suunnittelijalle suuri hyöty erityisesti käsinlaskentaan verrattuna.

Sofistikin toimintaan ja pakkovoimien mallintamiseen ja analysoimiseen ei tässä tutkimuksessa perehdytty seikkaperäisesti. Tavoitteena on lähinnä kartoittaa sen ominaisuuksia ja mahdollisuuksia pakkovoimien mallintamisessa verrattuna Robotiin. So-

fistikista löytyykin käytännössä kaikki samat ominaisuudet kuin Robotistakin. Tämän lisäksi Sofistik kykenee ottamaan rakenteen halkeilun ja viruman vaikutukset Robotia paremmin huomioon. Sofistikin epälineaarisen laskennan osioilla rakennetta on mahdollista tarkastella halkeilleessa tilassa. Tästä huolimatta ainakaan laattaelementtien tapauksessa Sofistik ei kuitenkaan vaikuta osaavan huomioda raudoituksen vaikutuksia taivutusjäykkyyteen, vaan raudoitukset määritellään vasta mitoituspuolella. Laattojen ortotropiaa Sofistikissa käsitellään samankaltaisesti kuin Robotissakin. Laatoille on mahdollista määrittää eri paksuuksia x - ja y -suunnissa. Kutistumatarkastelun osalta Sofistik näyttäisi olevan Robotia monipuolisempi. Construction Stage Managerin avulla viruman ja kutistuman aiheuttamien rasitusten tarkastelu ja huomioonottaminen pitäisi olla mahdollista.

Vaikka tässä tutkimuksessa keskityttiin tutkimaan Robotin valmiuksia pakkovoimien laskentaan, kuitenkin myös Sofistik vaikuttaisi ominaisuuksiensa puolesta mielenkiintoiselta vaihtoehdolta pakkovoimien laskennassa. Silmiinpistävimpänä heikkoutena Sofistikissa on kuitenkin sen käyttöliittymä, joka on Robotiin verrattuna epäintuitiivisempi.

7 JOHTOPÄÄTÖKSET

Teräsbetonisten allasrakenteiden suunnittelussa mekaanisten kuormien lisäksi altaaseen kohdistuu usein myös lämpökuormista ja betonin kutistumisesta aiheutuvia pakkovoimia. Näiden voimien huomioonottaminen suunnittelussa on tärkeää, sillä ne voivat kasvattaa altaan rasituksia merkittävästi. Altaiden suunnittelussa onkin enenevässä määrin alettu käyttää apuna erilaisia FEM-ohjelmia, joilla pakkovoimien analysoiminen helpottuu käsinlaskentaan verrattuna. Ongelmana on kuitenkin ollut se, että altaan rasitukset kasvavat pakkovoimien johdosta hyvin suuriksi. Yleensä FEM-ohjelmat eivät automaattisesti huomioi altaan rakenteissa pakkovoimien vaikutuksesta tapahtuvaa halkeilua ja betonin virumaa, jotka pienentävät rakenteen taivutusjäykkyyttä. Todenmukaisiin tuloksiin pääsemiseksi näihin asioihin on kiinnitettävä erityistä huomiota.

Tavallisesti betonirakenteelle kohdistuvien lämpökuormien suuruuksia arvioitaessa lämpötilagradientin arvona on käytetty suoraan pintojen välistä lämpötilaeroa. Tämä oletus antaa lämpötilagradientille liian suuria arvoja todellisuuteen verrattuna. Rakenteen ominaisuudet ja pintoihin vaikuttavat olosuhteet huomioimalla voidaan rakenteelle määrittää tehollinen lämpötilagradientti, joka ottaa huomioon lämpötilajakauman epälineaarisuuden. Näin lämpökuorman vaikutukset rakenteelle saadaan huomioitua tarkemmin. Tässä työssä tutkittujen rakennetyyppien tapauksissa 40 °C ja 80 °C nestelämpökuormilla tehollisen lämpötilagradientin määrittämisellä saatiin aikaan 6-29 % pienempiä lämpötilagradientin arvoja kuin olettamalla lämpötilagradientti konservatiivisesti pintojen välisen lämpötilaeron suuruiseksi. Sen sijaan auringonsäteilyn tapauksessa mitoittavien lämpötilagradienttien määrittäminen on haastavampaa auringonsäteilyn vaihtelevan keston vuoksi. Ainakaan tässä tutkimuksessa esitetyt 10 tai 12 tunnin teholliset lämpötilagradientit eivät vaikuta realistilta. Siksi auringonsäteilystä rakenteelle muodostuvan lämpötilagradientin arvioimisessa lieneekin viisainta käyttää Eurokoodin silloille esittämää sääolosuhteista aiheutuvaa lämpötilagradientin arvoa. Tämä vastaa noin 2-4 tunnin laskennallisia lämpötilagradientin arvoja.

Myös rakenteen taivutusjäykkyyden tarkka määrittäminen on tärkeä osa pakkovoimalaskentaa. Rakenteiden viruma, halkeilu, raudoitukset ja kuormitukset huomioimalla voidaan laskea rakenteen sen hetkinen taivutusjäykkyys. Käyttämällä laskennassa tätä taivutusjäykkyyttä saadaan altaan mitoituksessa aikaan selviä säästöjä. Esimerkiksi tutkimuksessa esitetyn esimerkkialtaan tapauksessa rakenteen poikkileikkausten taivutusjäykkyydet laskivat halkeilun ja viruman vaikutuksesta 46–78 % verrattuna altaaseen, jossa viruman ja halkeilun vaikutuksia ei ollut huomioitu.

Kutistumisen osalta tutkimuksessa tarkasteltiin erityisesti altaan pohjalaatan ja seinän välisestä kutistumaerosta seinän alareunaan muodostuvia pakkovoimia. Näiden

pakkovoimien määrittämisessä tärkeä osa on rakenneosien kutistumaeron todenmukainen arviointi. Laatan oletaminen täysin kutistuneeksi seinän valun alkaessa antaa kutistumaerolle liian suuren arvon, joten tämän käyttäminen laskennassa ei ole järkevää. Tutkimuksessa onkin esitetty vaihtoehtoinen arvo kutistumaerolle, jota on käytetty myös esimerkkialtaan kutistumapakkovoimien laskennassa.

Monista puutteistaan huolimatta Robot Structural Analysis – ohjelma soveltuu lämpökuormista ja kutistumista aiheutuvien pakkovoimien analysoimiseen kunhan käyttäjä ottaa itse huomioon teholliset lämpötilagradientit ja muunnetut taivutusjäykkyydet FEM-laskentamallia luotaessa. Teholliset lämpötilagradientit voidaan syöttää poikkeileikkauksille lineaarisina pintojen välisinä lämpötilaeroina ja laatan muunnetut taivutusjäykkyydet huomioidaan ortotrooppisten laattaelementtien avulla. Tutkimuksessa Robotille esitetyt laskentamallin luomisen periaatteet ovatkin sovellettavissa muille vastaavat ominaisuudet omaaville FEM-ohjelmille. Käyttämällä FEM-mallintamisessa tutkimuksessa esitettyä mallinnusproseduuria voidaan altaita mitoittaa ja analysoida johdonmukaisesti ja nopeasti.

Sofistikin perusteelliseen tutkimiseen ei tässä työssä ryhdytty, vaan pyrittiin ainoastaan selvittämään se valmiuksia pakkovoimien mallintamiseen verrattuna Robotiin. Ominaisuuksiensa puolesta Sofistik vaikuttaakin varteenotettavalta vaihtoehdolta lämpökuormista ja kutistumisesta aiheutuvia pakkovoimia tutkittaessa.

7.1 Jatkotutkimusmahdollisuudet

Tämän tutkimuksen kannalta hyödyllinen jatkotutkimuksen aihealue voisi olla laattarakenteiden käyttäytymisen tutkiminen lämpökuormista ja kutistumisesta aiheutuvien pakkovoimien alaisena laboratorio-olosuhteissa. Laboratoriokokeiden avulla pakkovoimien muodostumisesta saataisiin käytännön dataa, jonka avulla voitaisiin varmistua FEM-laskennan tulosten luotettavuudesta ja tarkkuudesta. Samalla voitaisiin tutkia esimerkiksi myös kappaleessa 4.1 mainitun relaksaation vaikutuksia pakkovoimien suuruuteen. Käytännön kokeiden tulosten avulla olisi myös mahdollista optimoida lisää FEM-laskennassa käytettäviä kuormia ja taivutusjäykkyyksiä.

Toinen mahdollinen jatkotutkimuksen aihe voisi olla esimerkiksi Sofistikin seikka-peräinen käyttökelpoisuuden tutkiminen lämpökuormien ja kutistumien aiheuttamien pakkovoimien analysoimisessa. Tämän tutkimuksen pohjalta jatkotutkimuksessa voisi keskittyä puhtaasti Sofistikin tutkimiseen ja mahdollisesti ottaa mukaan myös muita FEM-ohjelmia.

LÄHTEET

- [1] SFS-EN 1990 + A1 + AC. Eurokoodi: Rakenteiden suunnitteluperusteet. Helsingin 2006, Suomen standardoimisliitto SFS
- [2] SFS-EN 1992-1-1 + AC. Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Helsinki 2005, Suomen standardoimisliitto SFS
- [3] SFS-EN 1992-1-2 + AC. Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-2: Yleiset säännöt. Rakenteiden palomitoitus. Helsinki 2005, Suomen standardoimisliitto SFS
- [4] SFS-EN 1992-3. Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 3: Nestesäiliöt ja siilot. Helsinki 2006, Suomen standardoimisliitto SFS
- [5] SFS-EN 1991-1-5 + AC. Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormat. Osa 1-5: Yleiset kuormat. Lämpötilakuormat. Helsinki 2004, Suomen standardoimisliitto SFS
- [6] SFS-EN 1991-1-5. Suomen Kansallinen Liite. Helsinki 2007, Ympäristöministeriö. 4 s.
- [7] SFS-EN 1993-1-2. Eurokoodi 3: Teräsrakenteiden suunnittelu. Osa 1-2: Rakenteen palomitoitus. Helsinki 2005, Suomen standardoimisliitto SFS
- [8] Leminen, A. Vedetyn ja taivutetun betonirakenteen halkeilu ja halkeamaleveyden mitoitus EC2:n mukaan. Tampere 2012, Tampereen teknillinen yliopisto
- [9] Willam, K., Xi, Y., Lee, K., Kim, B. Thermal Response of Reinforced Concrete Structures in Nuclear Power Plants. Colorado 2009, University of Colorado at Boulder.
- [10] Abrams, M.S. ACI SP 25. Compressive strength of concrete at 1600 °F. Detroit 1971, American Concrete Institute
- [11] ASCE. ASCE Manuals and Reports on Engineering Practice, No. 78. Structural Fire Protection. 1992, American Society of Civil Engineers
- [12] ACI Committee 216. ACI 216R.89. Guide for Determining the Fire Endurance of concrete Elements. 1994, American Concrete Institute

- [13] ACI Committee 349. ACI 349.1R-07. Reinforced Concrete Design for Thermal Effects on Nuclear Power Plant Structures. 2000, American Concrete Institute
- [14] Tekniikan kaavasto. 6. painos. Tampere 2008, Tammertekniikka / AMK-Kustannus Oy. 208 s.
- [15] Outinen, H., Salmi, T., Vulli, P. Lujuusopin perusteet. Tampere 2007, Pressus Oy. 464 s.
- [16] Nilson, A. H. Design of Concrete Structures. New York 1997. 12. painos. McGraw-Hill. 780 s.
- [17] Vecchio, F. J. ACI Structural Journal, Title No. 84-S51. Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete Frames Subjected to Thermal and Mechanical Loads. 1987, American Concrete Institute. 10 s.
- [18] Kwak, H., Filippou, F. C. Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Structures under Monotonic Loads. Berkeley 1990, University of California. 120 s.
- [19] Vecchio, F. J., Agostino, N., Angelakos, B. Reinforced concrete slabs subjected to thermal loads. Toronto 1993, University of Toronto. 13 s.
- [20] Vecchio, F. J., Sato, J. A. ACI Structural Journal, Title No. 87-S27. Thermal Gradient Effects in Reinforced Concrete Frame Structures. 1990, American Concrete Institute. 14 s.
- [21] BY45/BLY7: Betonilattiat 2000. Jyväskylä 2000, Suomen betoniyhdistys, Suomen betonilattiayhdistys. 168 s.
- [22] Wikipedia. Moment distribution method. [viitattu 24.2.2014] http://en.wikipedia.org/wiki/Moment_distribution_method
- [23] Clarke, J. A. Energy Simulation in Building Design. Glasqow, 2001. Second edition. Butterworth-Heinemann. 362 s.
- [24] Suomen rakentamismääräyskokoelma. C4 Lämmöneristys. Luonnos 16. maaliskuuta 2012. Ympäristöministeriö. 47 s.
- [25] ACI Committee 209. ACI 209.2R-08. Guide for Modeling and Calculating Shrinkage and Creep in Hardened Concrete. 2008, American Concrete Institute

- [26] BY211: Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja – osa 1. Vantaa 2013. Suomen betoniyhdistys. 251 s.
- [27] BY210: Betonirakenteiden suunnitelu ja mitoitus. Helsinki 2006. Suomen betoniyhdistys. 711 s.
- [28] ACI Committee 318. ACI 318M-05. Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary. 2005, American Concrete Institute
- [29] Lämpökuormien alaisten teräsbetonirakenteiden toiminta ja mitoittaminen. Espoo 1985. Valtion teknillinen tutkimuskeskus. 81 s.
- [30] Larsson, C., Svensson, G. Realistic Modeling of Thermal Effects in Concrete Bridges. Lund 2013. Lundin teknillinen korkeakoulu ja Lundin yliopisto. 67 s. + 28 s. liitteitä
- [31] Kahdenkeskinen keskustelu henkilöiden professori Ralf Lindberg ja Aleksi Leminen välillä, 2014.
- [32] Iso-Mustajärvi, P. RTEK-3140 Betonitekniikka. Tampere 2008. Tampereen teknillinen yliopisto. 295 s.
- [33] Bamforth, P., Denton, S., Shave, J. ICE Research Project 0706. The development of a revised unified approach for the design of reinforcement to control cracking in concrete resulting from restrained contraction. 2010. 67 s.

LIITTEET

- Liite 1: ACI:n lämpökuormalaskennan kehärakenteiden halkeilukäyrästöt
- Liite 2: ACI:n lämpökuormalaskennan aksiaalissymmetristen rakenteiden momenttikäyrästöt
- Liite 3: Aksiaalissymmetriseen rakenteeseen lämpökuormasta aiheutuvan pakkomomentin laskenta
- Liite 4: Betonilaatan laskentamallin ominaisuudet Comsol Multiphysics –ohjelmassa
- Liite 5: Tuulen vaikutus betonipinnan lämmönsiirtokertoimeen
- Liite 6: Auringon säteilyteho Suomessa
- Liite 7: Kappaleessa 4.3 esitettyjä lämpötilagradienttikuvaajia vastaavat lämpötilajakaumat nestelämpökuormilla
- Liite 8: Kappaleessa 4.3 esitettyjä lämpötilagradienttikuvaajia vastaavat lämpötilajakaumat säteilylämpökuormalla
- Liite 9: Lämpötilajakauman ja –gradientin käsinlaskenta, esimerkki
- Liite 10: Viruman ja halkeilun vaikutus suorakaiteen muotoisen teräsbetonipoikkileikkauksen taivutusjäykkyyteen, EC ja RakMK
- Liite 11: Viruman ja halkeilun vaikutus suorakaiteen muotoisen teräsbetonipoikkileikkauksen taivutusjäykkyyteen, ACI
- Liite 12: Betonin kutistumasta teräsbetonilaattaan aiheutuvat pakkovoimat

LIITE 1: ACI:N LÄMPÖKUORMALASKENNAN KEHÄRAKENTEIDEN HALKEILUKÄYRÄSTÖT

Käyrästöissä jäykkyykskerroimen k_s arvot on annettu rakenneosan päässä, joka on halkeillut matkan a . Vastaavasti siirtokertoimien CO arvot on annettu matkan a halkeilleesta päästä vastakkaiseen päähän.

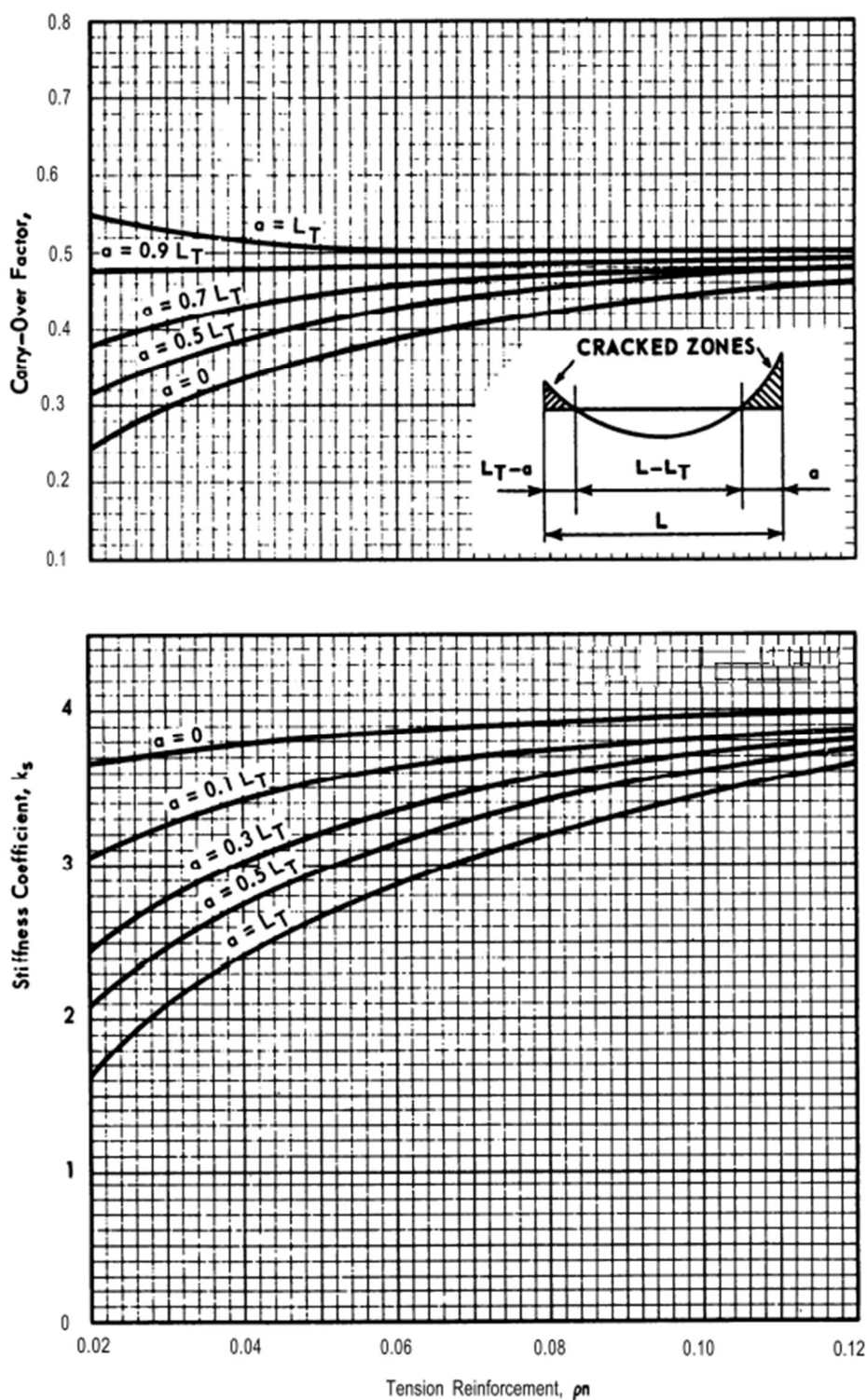


Fig. 2.4 – End-cracked beam, k_s and CO for $L_T = 0.1L$

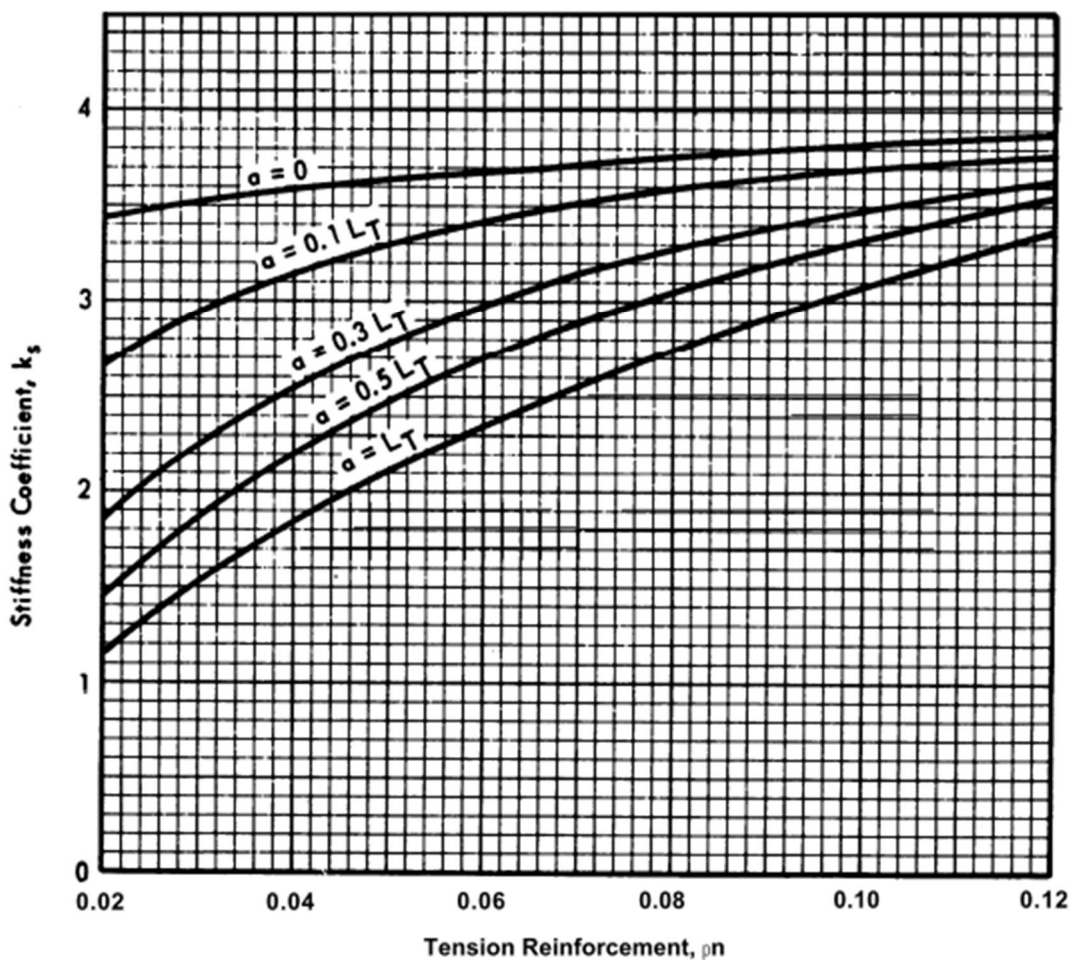
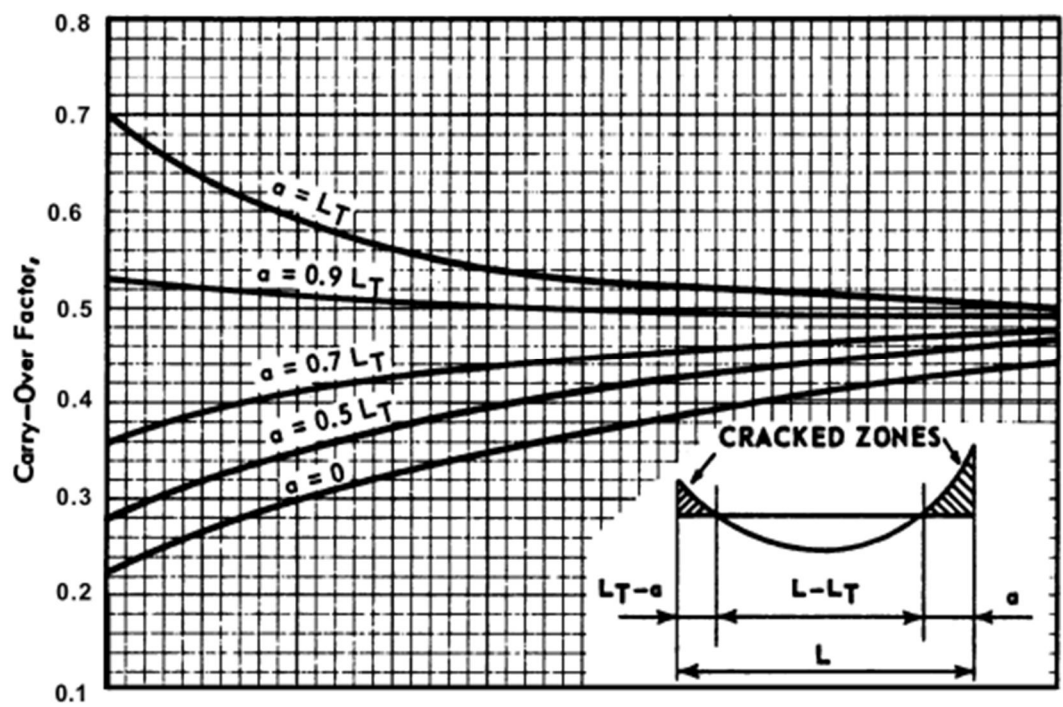


Fig. 2.5 – End-cracked beam, k_s and CO for $L_T = 0.2L$

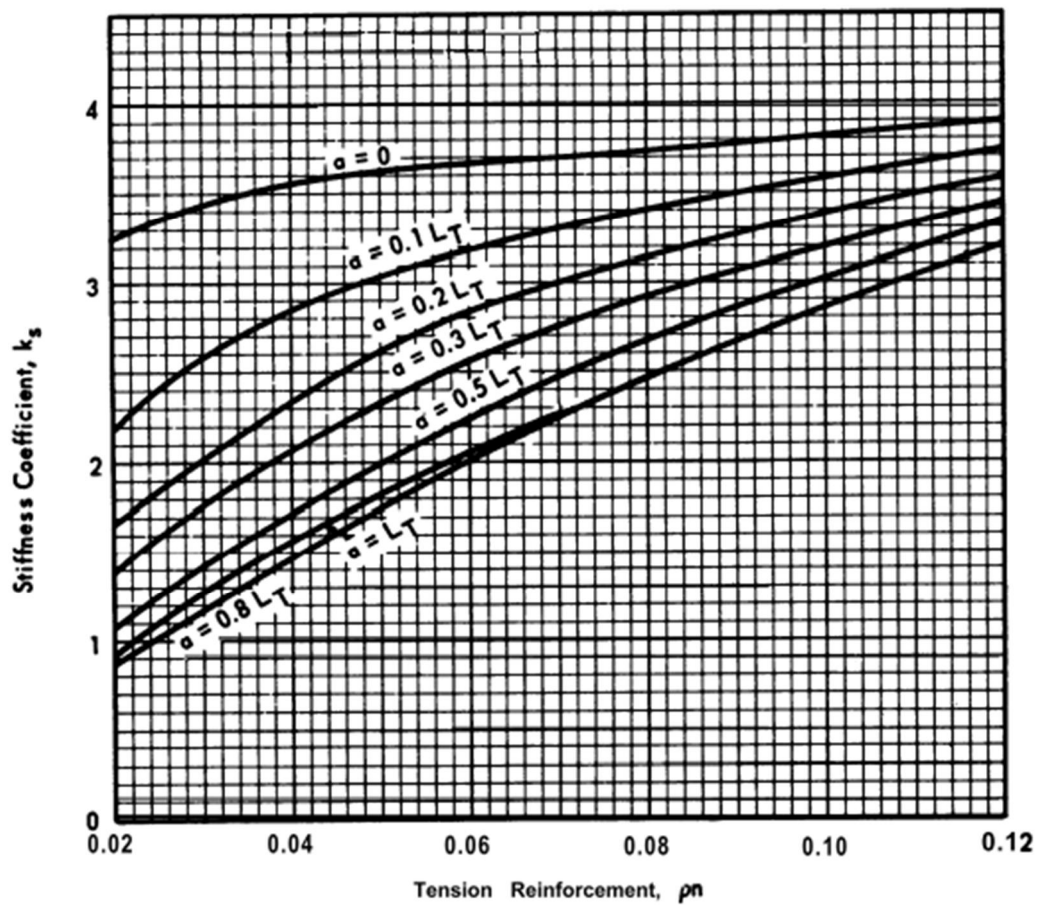
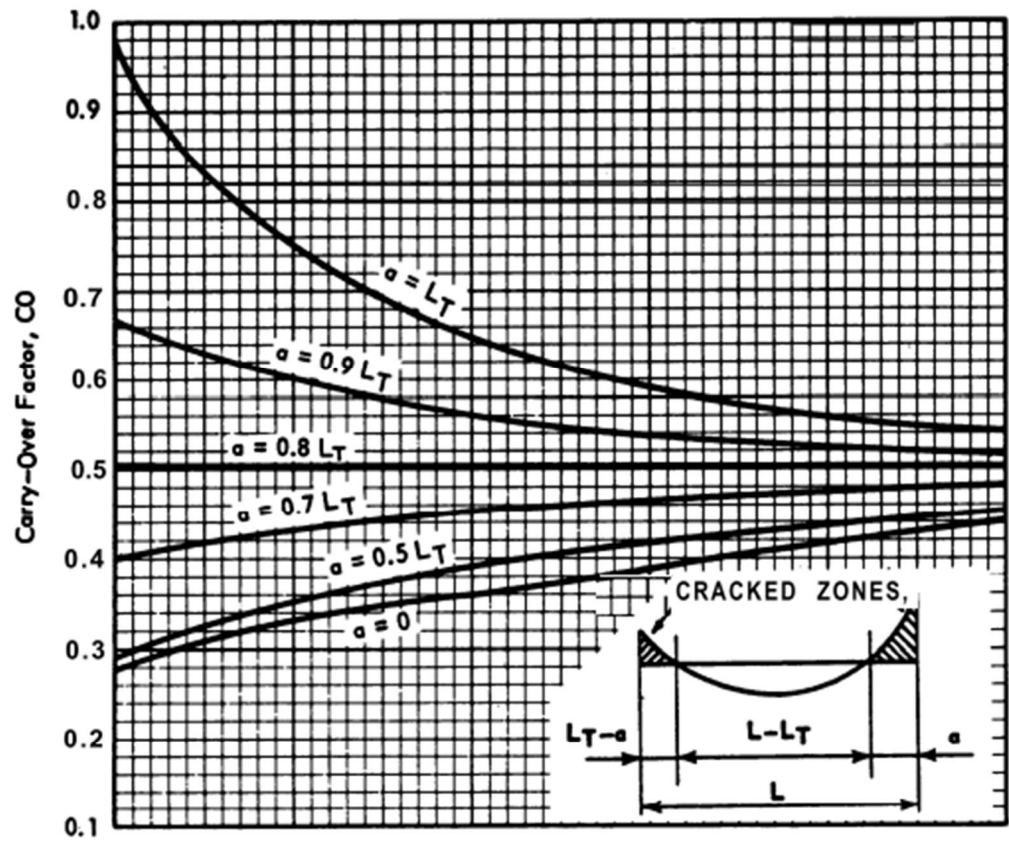


Fig 2.4 – End-cracked beam, k_s and CO for $L_T = 0.4L$

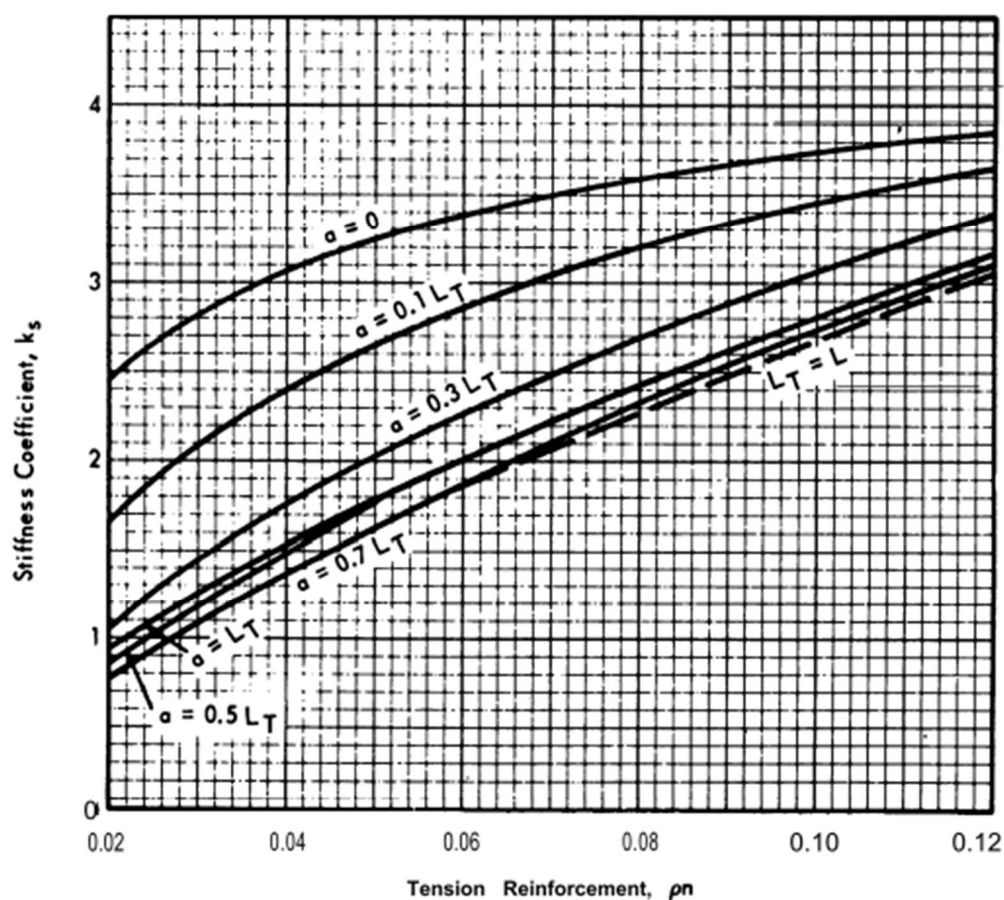
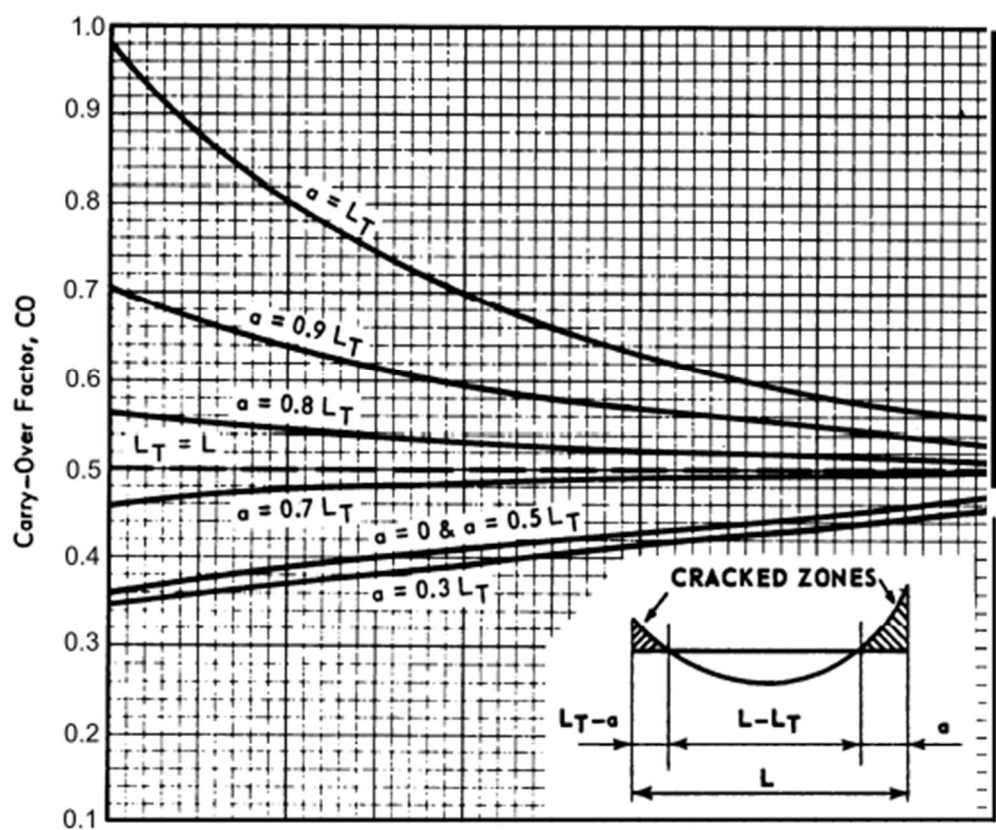


Fig. 2.7 — End-cracked beam, k_s and CO for $L_T = 0.6L$

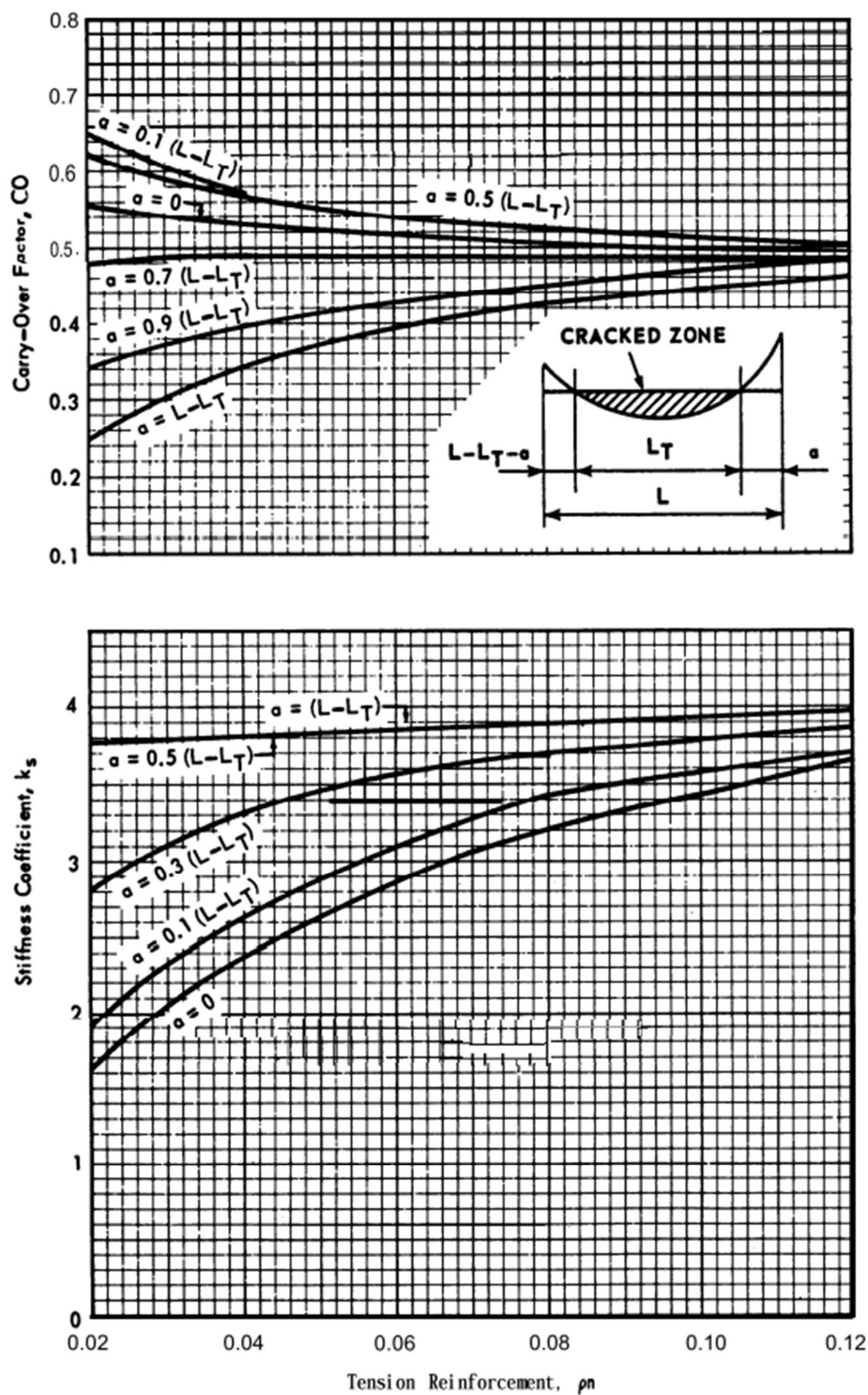


Fig. 2.8 — Interior-cracked beam, k_s and CO for $L_T = 0.1L$

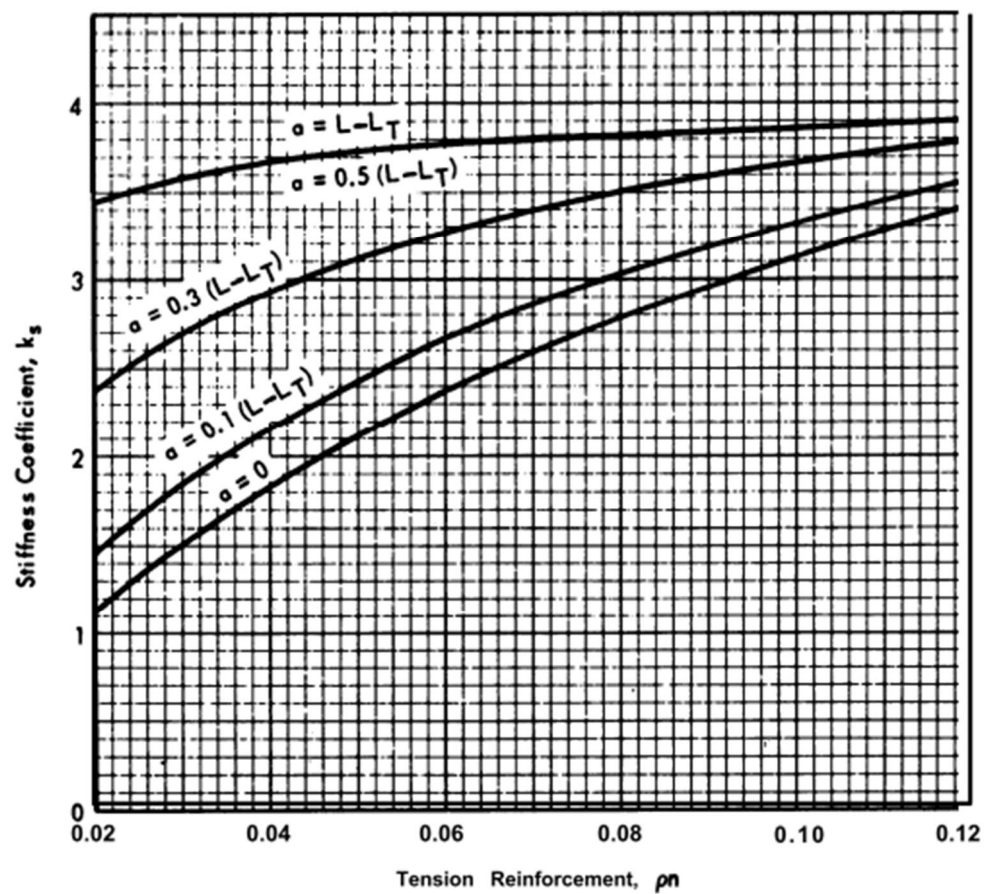
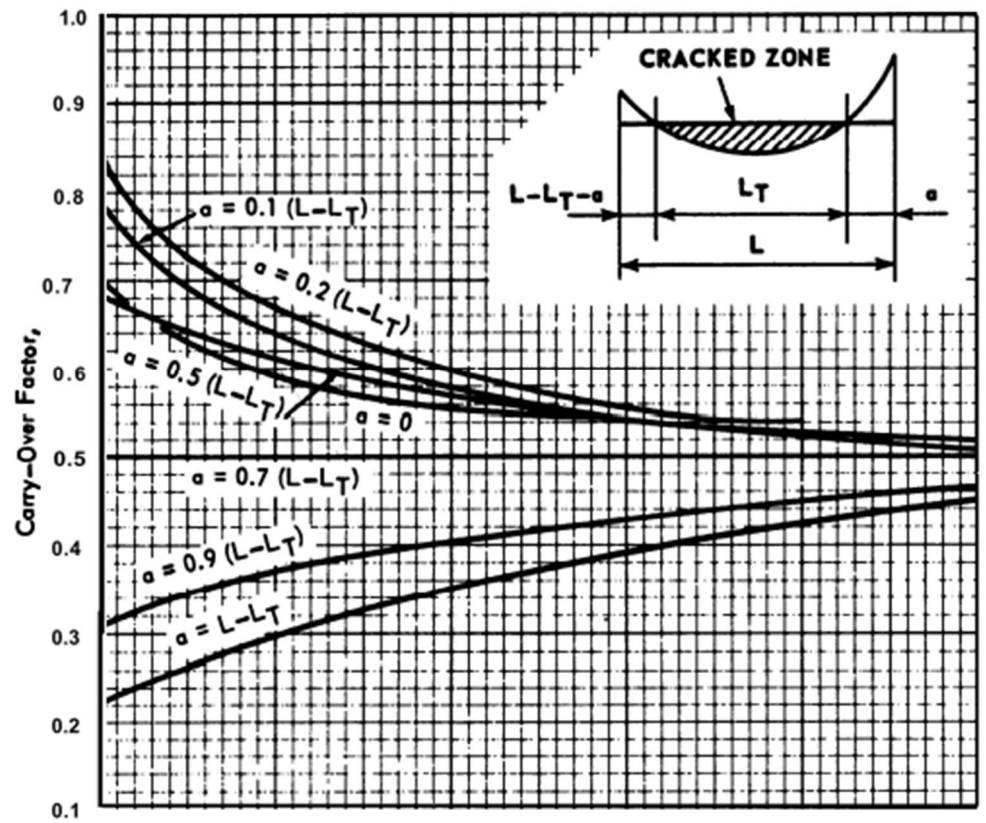


Fig. 2.9 — Interior-cracked beam, k_s and CO for $L_T = 0.2L$

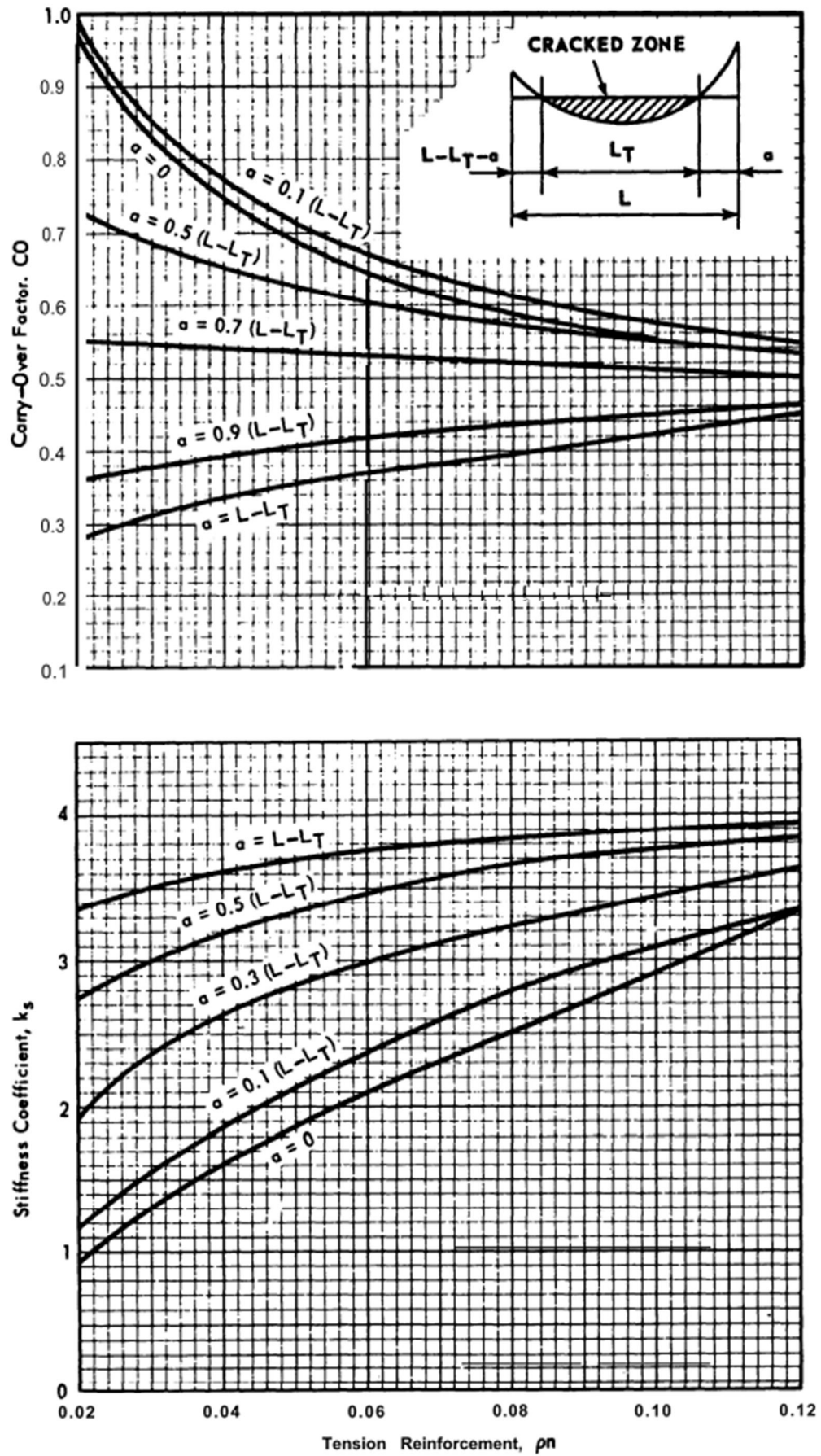


Fig. 2.10 – Inferior-cracked beam, k_s and CO for $L_T = 0.4L$

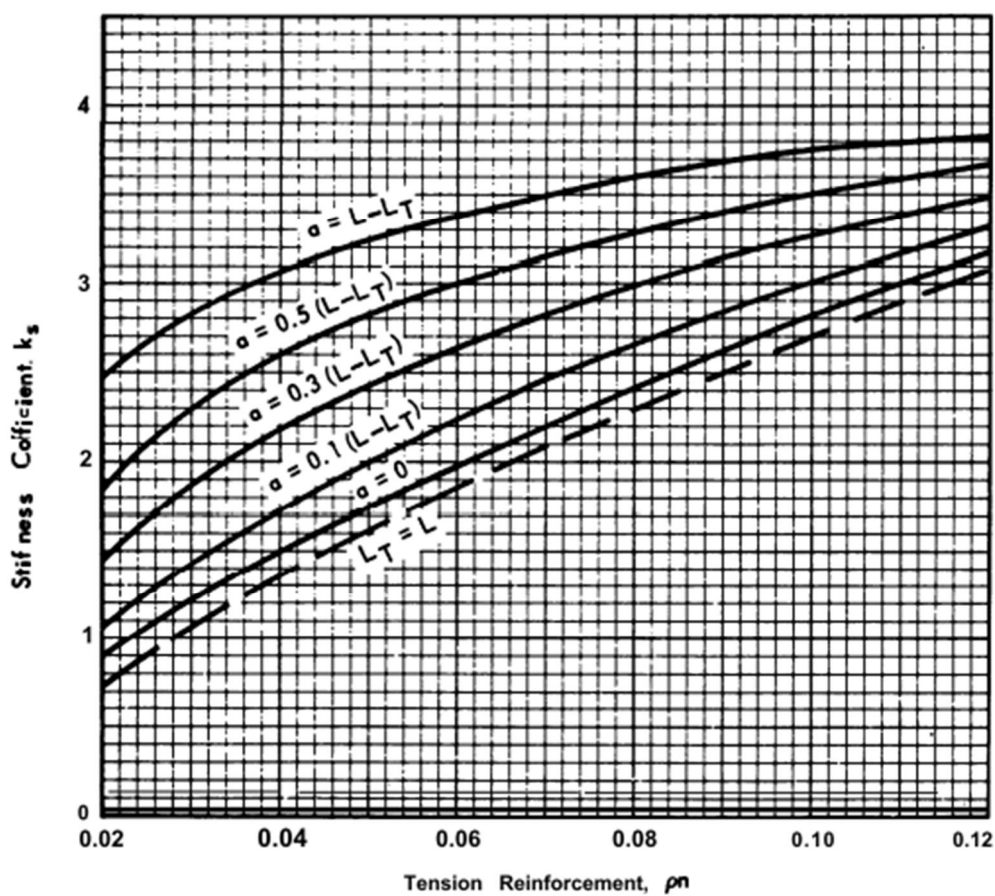
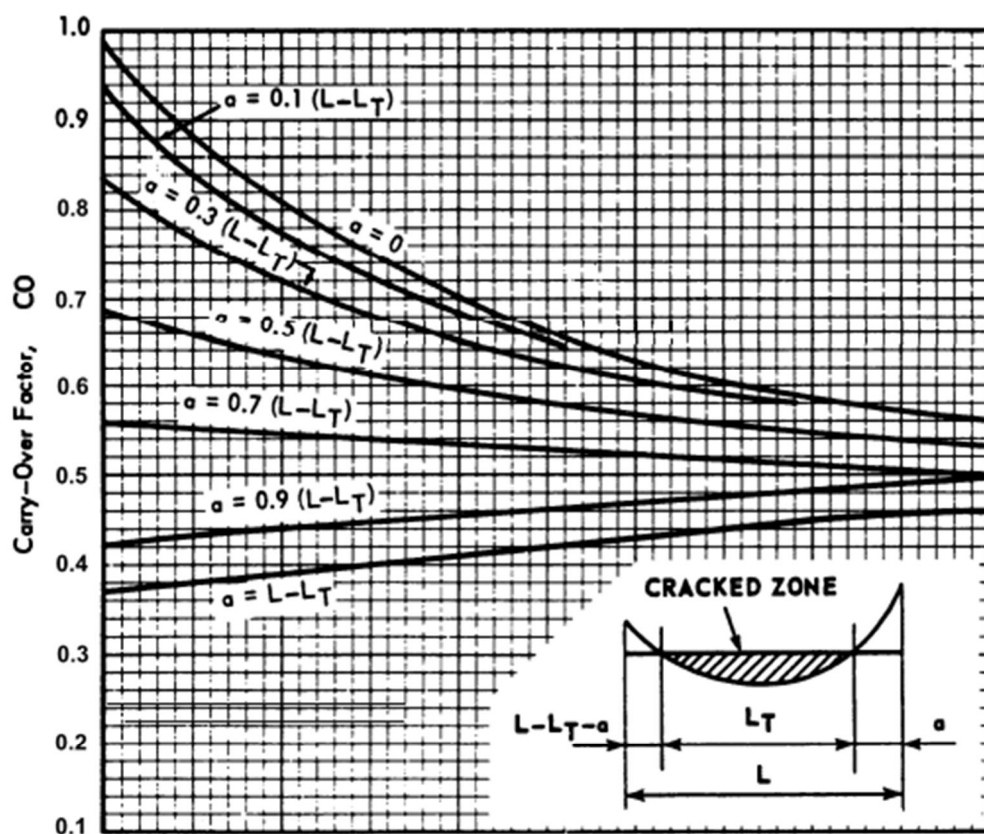


Fig. 2.11— Interior-cracked beam, k_s and CO for $L_T = 0.6L$

LIITE 2: ACI:N LÄMPÖKUORMALASKENNAN AKSIAALISSYMMETRISTEN RAKENTEIDEN MOMENTTIKÄYRÄSTÖT

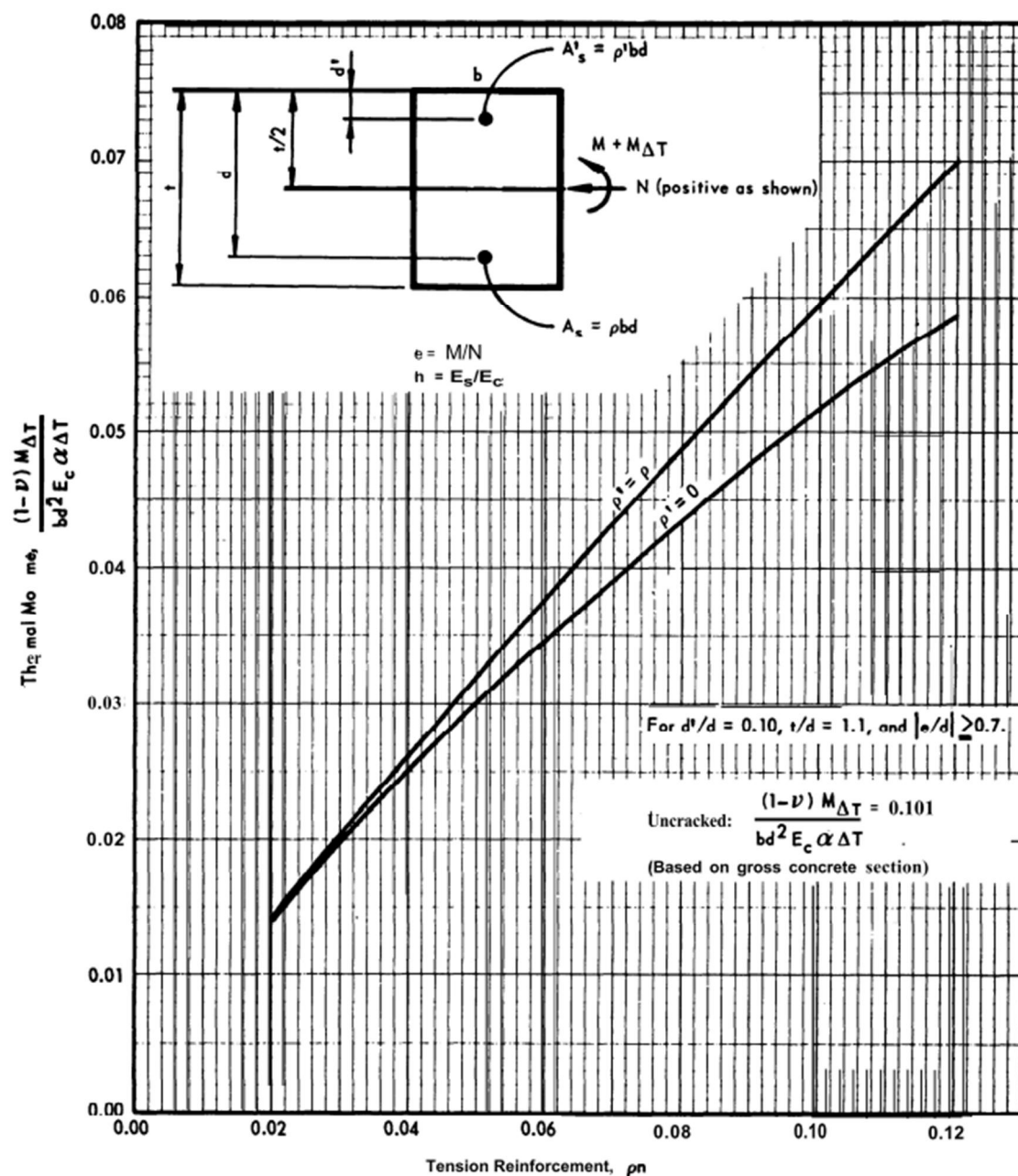
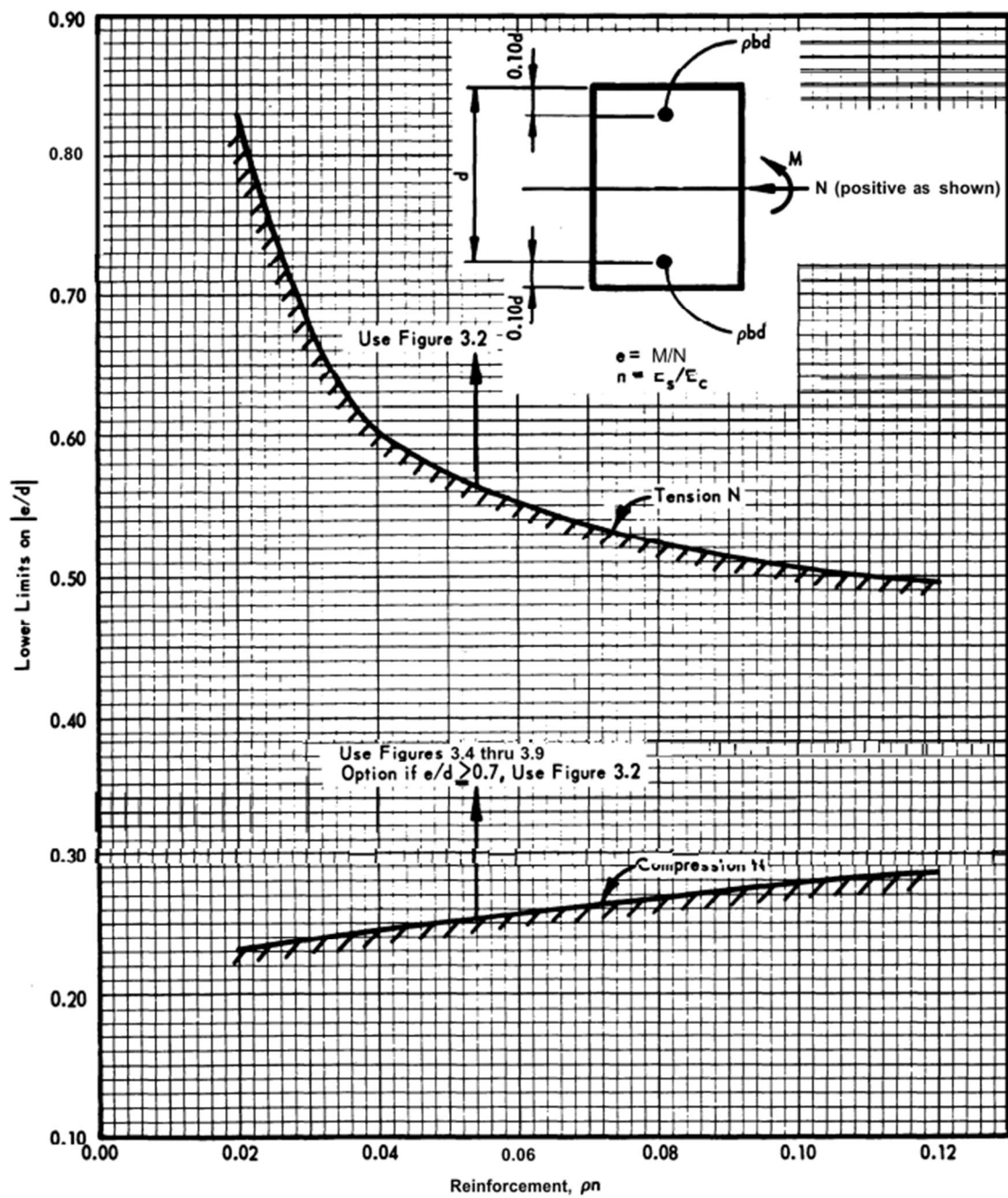


Fig. 3.2 - Cracked section thermal moment for $|e/d| \geq 0.70$

Fig. 3.3 — e/d limits

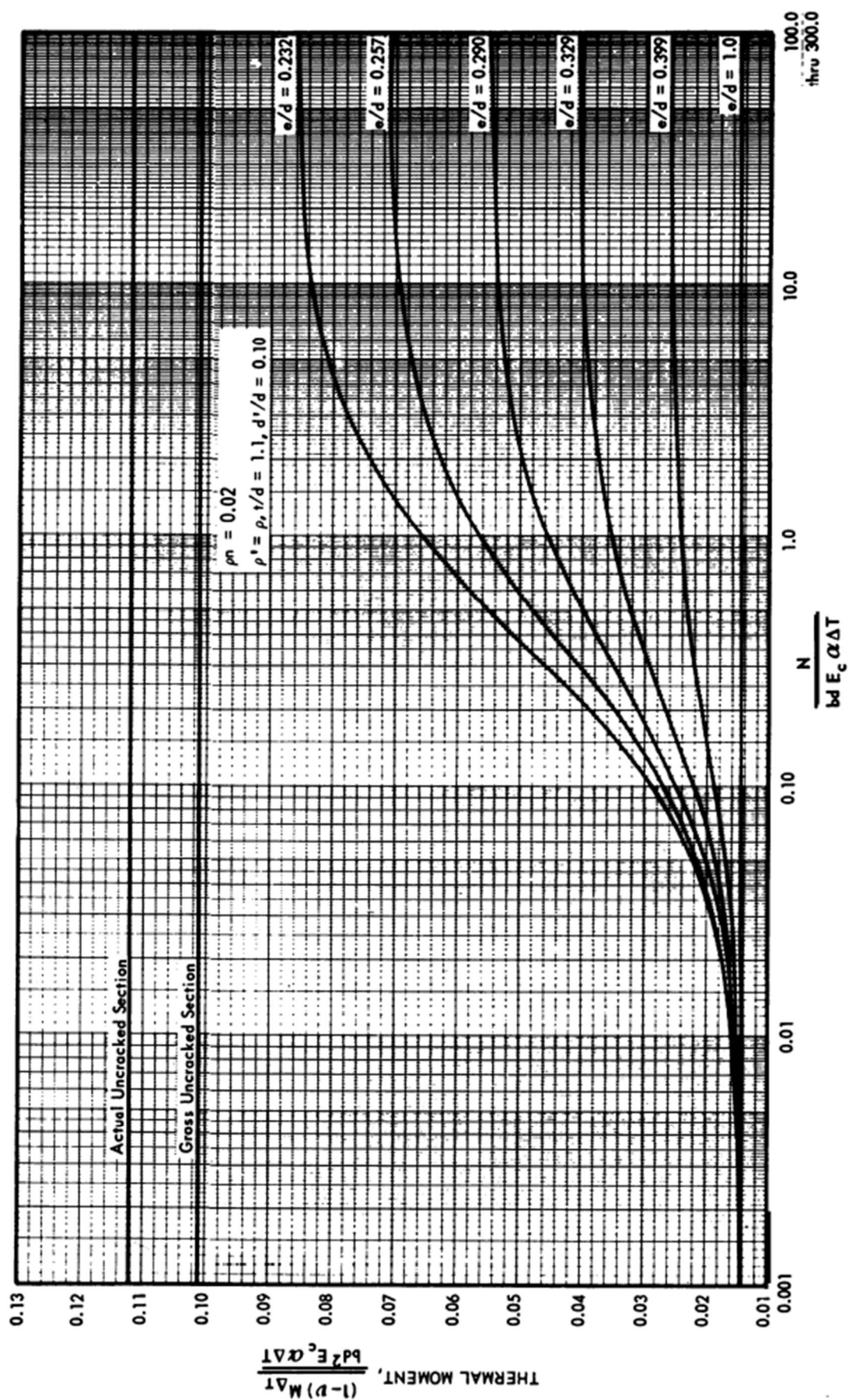


Fig. 3.4 — Thermal moments for compressive N , $q_n = 0.02$

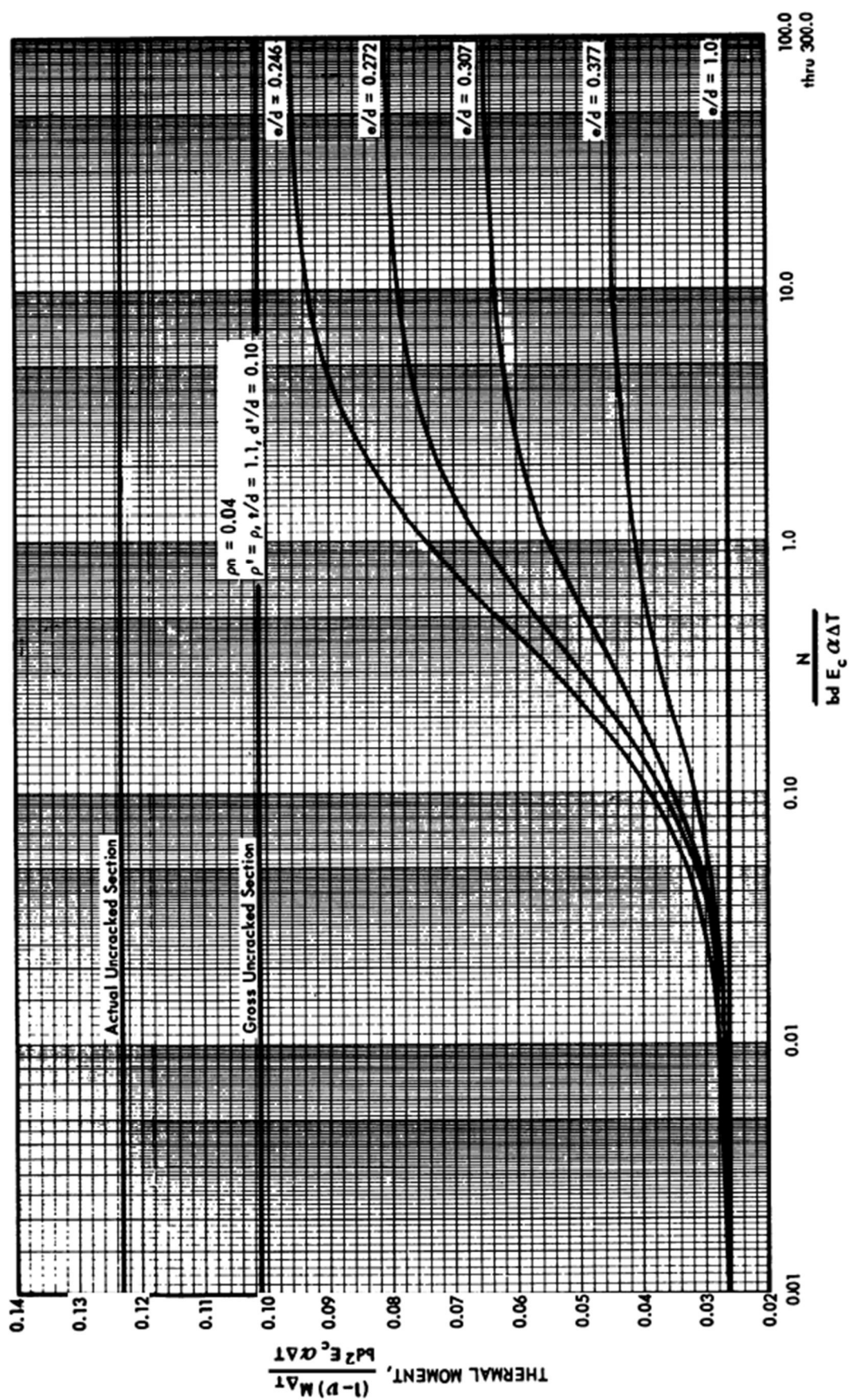


Fig. 3.5 — Thermal moments for compressive N , $q_n = 0.04$

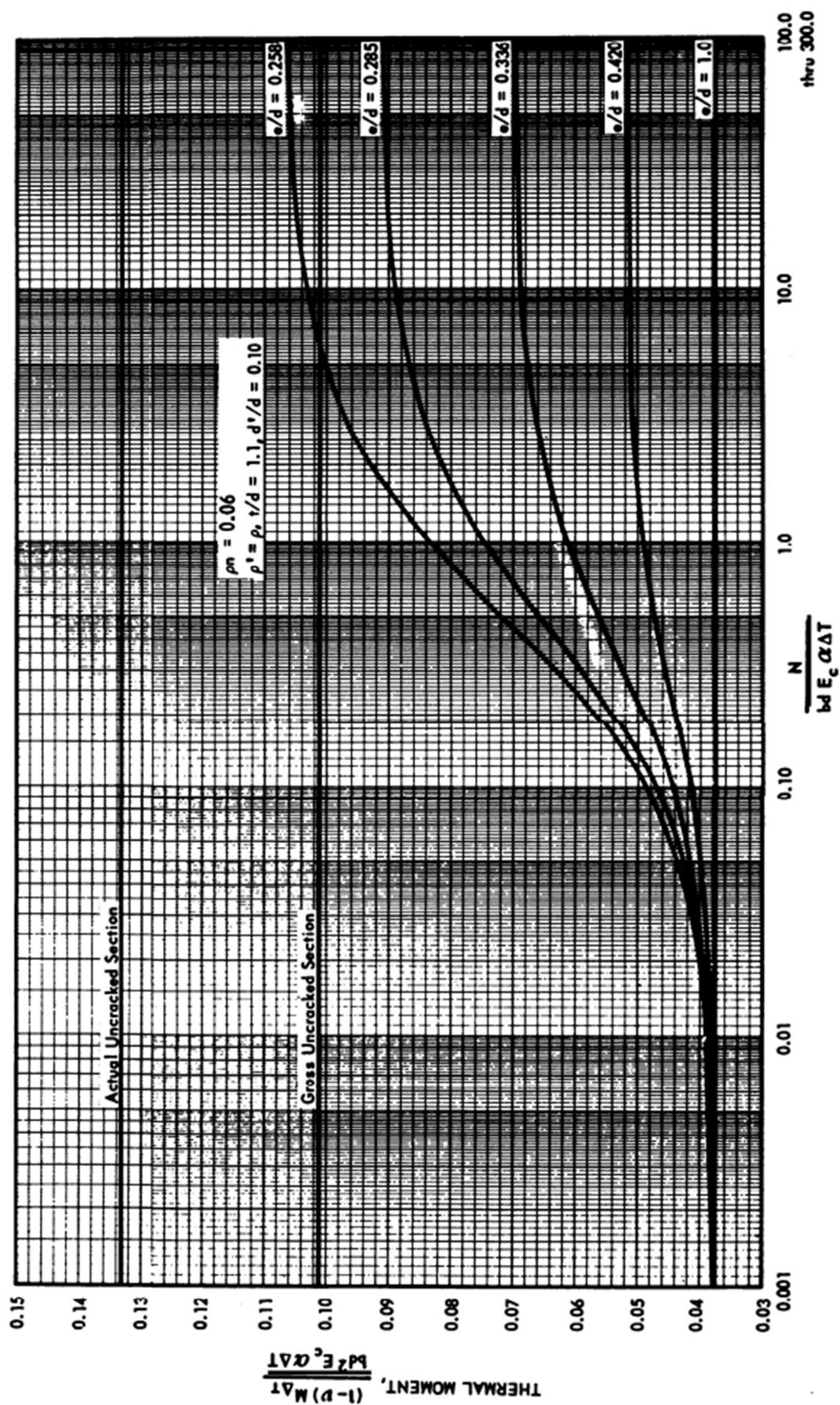


Fig. 3.6 — Thermal moments for compressive N , $\rho' = 0.06$

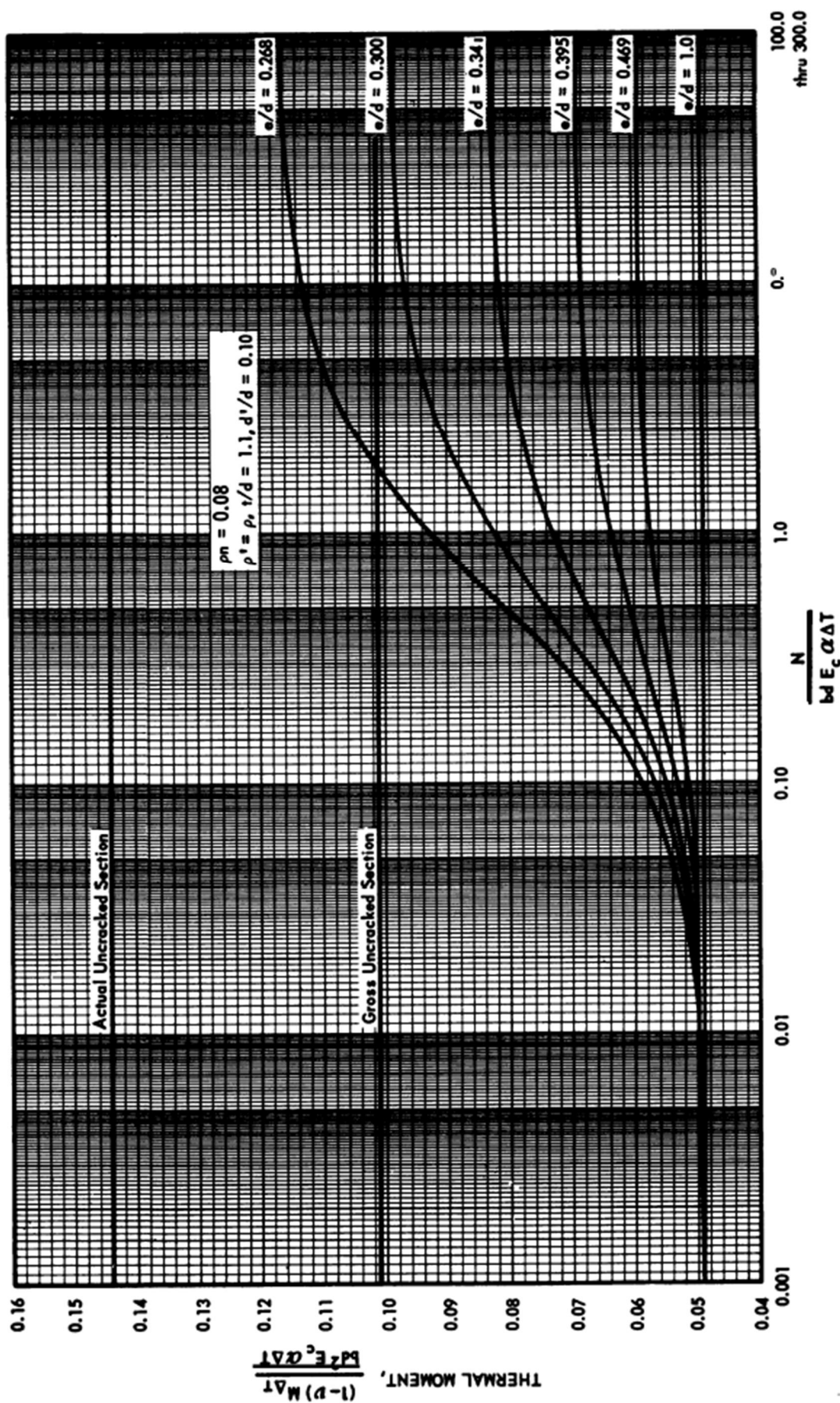
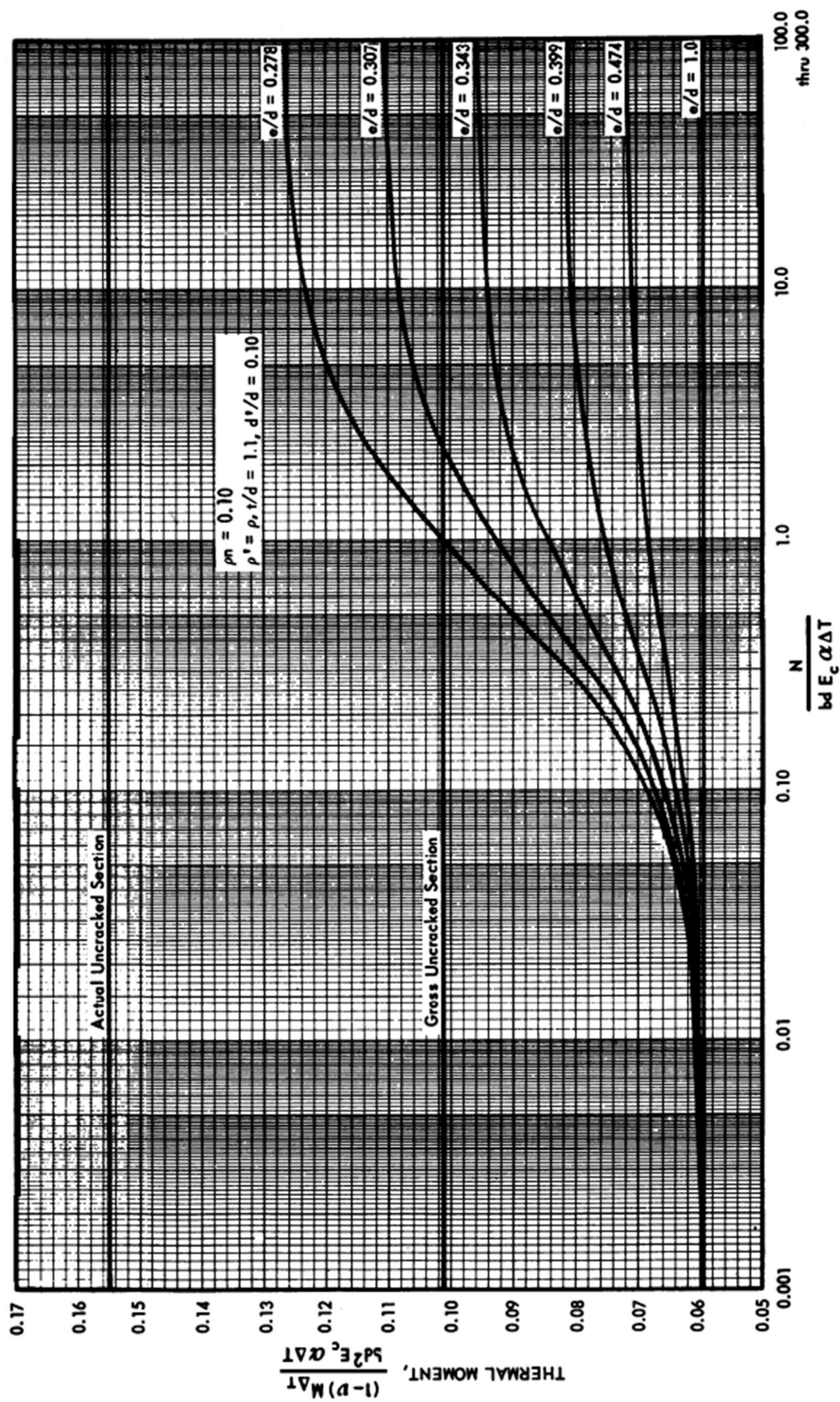


Fig. 3.7 — Thermal moments for compressive N , $q_n = 0.08$

Fig. 3.8 — Thermal moments for compressive N , $q_n = 0.10$

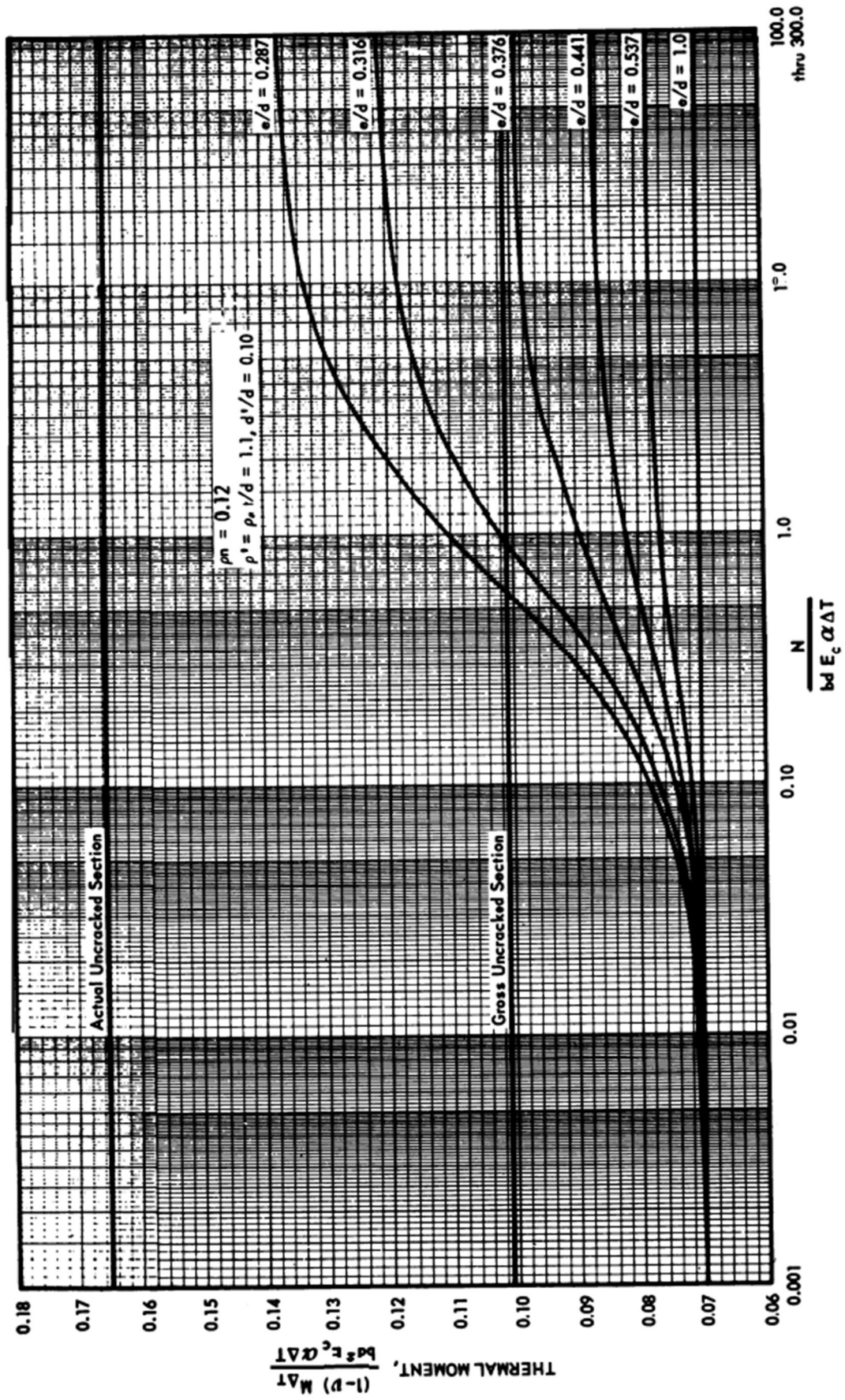


Fig. 3.9 — Thermal moments for compressive N , $\rho_n = 0.12$

LIITE 3: AKSIAALISSYMMETRISEEN RAKENTEESEEN LÄMPÖKUORMASTA AIHEUTUVAN PAKKOMOMENTIN LASKENTA

ACI 349.1R-07

Tämän mitoituspohjan esittämä laskentatapa on ACI:ssa esitetty yksinkertaistettu mentelmä, joka on voimassa vetävälle ja puristavalle normaalivoimalle N , kun $|e/d| > 0,7$.

Materiaaliominaisuudet

BETONILAATU :=

C30/37
C35/45
C40/50
C45/55

TERÄSLAATU :=

A400HW
A500HW
A600HW

Laskentatulosten vertailtavuuden helpottamiseksi laskennassa käytetään Eurokoodin mukaisia betoni- ja raudoitusteräslaatuja.

Betonilaatu	fck	fckcube	fcm	fctm	fctk005	fctk095	Ec
C30/37	30	37	38	2,896468	2,027528	3,8	32836,57

TERÄSLAATU	fyk	Es
A500HW	500	200000

$$E_c := E_c \cdot \text{MPa} \quad E_s := E_s \cdot \text{MPa}$$

$$f_{yk} := f_{yk} \cdot \text{MPa} = 500 \cdot \text{MPa}$$

$$\alpha := 5,5 \cdot 10^{-6}$$

Betonin pituuden
lämpötilakerroin [$1/^\circ\text{F}$]

Poikkileikkauksen ominaisuudet

$$t := 400 \text{ mm}$$

Korkeus

$$b := 1000 \text{ mm}$$

Leveys (tutkitaan rasiuksia
metrin kaistaa koti)

☒ Veto- ja puristusraudoitettu
☐ Vetorausoitettu

$$TW := 16 \text{ mm}$$

$$k_{jako} := 150 \text{ mm}$$

Vetorausoituksen määrä

$$TW_{pilkku} := 16 \text{ mm}$$

$$k_{jakop} := 150 \text{ mm}$$

Puristusraudoituksen määrä
(vain jos veto- ja
puristusraudoitettu)

Ulkoiset kuormat

$$N_{ulk} := 0 \text{ kN}$$

Normaalivoima

$$M_{ulk} := 0 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Taivutusmomentti

$$\Delta T := 72 \quad \text{HUOM! Lämpötilat syötettävä Fahrenheit-asteina.}$$

Lineaarinen
lämpötilagradientti [$^\circ\text{F}$]

Laskenta

$$d := \frac{t}{1,1} = 364 \text{ mm}$$

Vetorausoituksen sijainti
puristetusta pinnasta

$$d_{pilkku} := 0,1 \cdot d = 36 \text{ mm}$$

Puristusraudoituksen sijainti
puristetusta pinnasta

$$e_{\text{eff}} := \begin{cases} \frac{M_{\text{ulk}}}{N_{\text{ulk}}} & \text{if } N_{\text{ulk}} > 0 \text{ kN} \vee N_{\text{ulk}} < 0 \text{ kN} \\ d & \text{otherwise} \end{cases} = 364 \cdot \text{mm}$$

Epäkeskisyys (lisäehdolla välttyään nolalla jakamiselta)

$$\frac{e}{d} = 1$$

$$\text{EHTO}_1 := \begin{cases} \text{"LASKENTAMENETELMÄ VOIMASSA"} & \text{if } \left| \frac{e}{d} \right| \geq 0.7 \\ \text{"LASKENTA MENETELMÄ EI OLE VOIMASSA!"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{EHTO}_2 := \begin{cases} \text{"LASKENTAMENETELMÄ VOIMASSA"} & \text{if } \left| \frac{N_{\text{ulk}}}{b \cdot d \cdot E_c \cdot \alpha \cdot \Delta T} \right| \leq 300 \\ \text{"LASKENTAMENETELMÄ EI OLE VOIMASSA!"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

Näiden kahden ehdon on täyttyvä, jotta laskentamenetelmä olisi voimassa. [13, s.22]

$$\text{EHTO}_1 = \text{"LASKENTAMENETELMÄ VOIMASSA"}$$

$$\text{EHTO}_2 = \text{"LASKENTAMENETELMÄ VOIMASSA"}$$

$$A_s := \left(\frac{TW}{2} \right)^2 \cdot \frac{\pi \cdot b}{k_{\text{jako}}} = 1340 \cdot \text{mm}^2$$

Vetorausoituksen pinta-ala

$$A_{s,\text{pilkku}} := \left(\frac{TW_{\text{pilkku}}}{2} \right)^2 \cdot \frac{\pi \cdot b}{k_{\text{jakop}}} = 1340 \cdot \text{mm}^2$$

Puristusraudituksen pinta-ala

$$\rho := \frac{A_s}{b \cdot d} = 3.686 \times 10^{-3}$$

Vetorausoituksen rauditussuhde

$$\rho_{\text{pilkku}} := \frac{A_{s,\text{pilkku}}}{b \cdot d} = 3.686 \times 10^{-3}$$

Puristusraudituksen rauditussuhde

$$n := \frac{E_s}{E_c} = 6.091$$

Kimmomoduulien suhde

$$\nu := 0$$

Poissonin luku

$$k := \begin{cases} \left[\sqrt{(2 \cdot \rho_{\text{pilkku}} \cdot n + \rho \cdot n)^2 + 2 \cdot \left(2 \cdot \rho_{\text{pilkku}} \cdot n \cdot \frac{d_{\text{pilkku}}}{d} + \rho \cdot n \right)} - (2 \cdot \rho_{\text{pilkku}} \cdot n + \rho \cdot n) \right] & \text{if } \text{raud} = 1 \\ \left[\sqrt{(\rho \cdot n)^2 + 2 \cdot \rho \cdot n - \rho \cdot n} \right] & \text{if } \text{raud} = 2 \end{cases}$$

$$M_{\Delta T} := \begin{cases} \left[E_c \cdot \frac{\alpha \cdot \Delta T \cdot b \cdot d^2}{1 - \nu} \cdot \left[-0.152 \cdot k^3 + 1.818 \cdot \rho_{\text{pilkku}} \cdot n \cdot \left(\frac{d_{\text{pilkku}}}{d} - k \right) \cdot \frac{d_{\text{pilkku}}}{d} + 0.909 \cdot \rho \cdot n \cdot (1 - k) \right] \right] & \text{if } \text{raud} = 1 \\ \frac{E_c \cdot \alpha \cdot \Delta T \cdot b \cdot d^3 \cdot \left(1 - \frac{k}{3} \right) \cdot k^2}{2 \cdot t \cdot (1 - \nu)} & \text{if } \text{raud} = 2 \end{cases}$$

$$k = 0.174$$

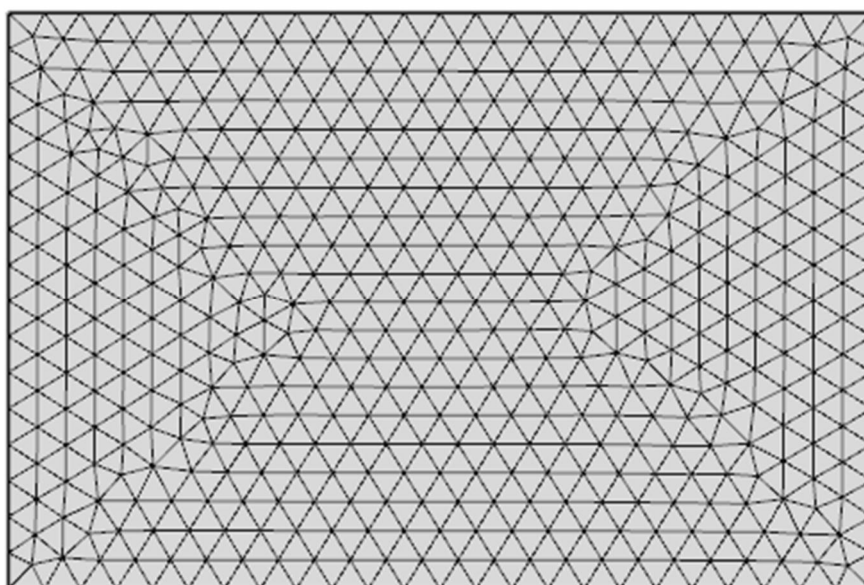
Neutraaliakselin paikkaa kuvaava kerroin [13, s.18 ja 22]

$$M_{\Delta T} = 27.066 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Pakkomomentti (metrin levyistä kaistaa kohden) [13, s.22]

LIITE 4: BETONILAATAN LASKENTAMALLIN OMINAISUUDET COMSOL MULTIPHYSICS –OHJELMASSA

Comsol Multiphysics – ohjelmassa tarkasteltavat betonilaatat on mallinnettu 600 mm leveinä laattoina ja paksuutena on käytetty 400 mm ja 800 mm tapauksesta riippuen. Laatan (kuva L4.1) sivut on mallissa määritetty adiabaattisiksi rajoiksi, joten niiden kautta laattaan ei siirry energiaa eikä sitä myöskään poistu. Lämpökuorma kohdistetaan laatan yläpintaan ja alapinnan takana olevat rakennekerrokset vaihtelevat tapauksen mukaan. Laatan elementtiverkko ja verkon ominaisuudet on esitetty kuvassa L4.1 ja taulukossa L4.1.



Kuva L4.1. Betonilaatan elementtiverkko

Taulukko L4.1. Elementtiverkon parametrit

Maximum element size	25 mm
Minimum element size	0,25 mm
Maximum element growth rate	1,25
Resolution of curvature	0,5
Resolution of narrow regions	1

LIITE 5: TUULEN VAIKUTUS BETONIPINNAN LÄMMÖNSIIRTO-KERTOIMEEN

$$R_{se} := 0.04 \frac{\text{m}^2 \cdot \text{K}}{\text{W}}$$

Ulkopinnan lämmönvastus
(RakMK C4)

$$h := \frac{1}{R_{se}} = 25 \frac{\text{W}}{\text{m}^2 \cdot \text{K}}$$

Pinnan lämmönsiirtokerroin
oletusolosuhteissa

$$a := 0$$

$$b := 0.5$$

$$n := 0.78$$

$$V_{\text{tuuli}} := 10 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Tuulennopeus

$$h_{\text{wind}} := 5.678 \frac{\text{W}}{\text{m}^2 \cdot \text{K}} \cdot \left[a + b \cdot \left(\frac{V_{\text{tuuli}}}{0.3048 \frac{\text{m}}{\text{s}}} \right)^n \right] = 43.215 \frac{\text{W}}{\text{m}^2 \cdot \text{K}}$$

Pinnan lämmönsiirtokerroin, kun
betonipinnan suuntainen
tuulennopeus on V.

Lämmönsiirtokertoimen laskenta on esitetty yksityiskohtaisesti kirjassa Energy Simulation in Building Design (J. A. Clarke). [23, s.261]

LIITE 6: AURINGON SÄTEILYTEHO SUOMESSA

Auringon säteilytehon maksimi

$$\beta := 56^\circ$$

Korkeuskulma
(20.6. klo 12.00, 60. leveysaste)

$$\tau := 0.81$$

Ilmakehän läpäisykerroin
(aurinkoinen sää)

$$\alpha_{\text{betoni}} := 0.7$$

Betonin absorptiokerroin

$$m_{\text{rad}} := \frac{1}{\cos(90^\circ - \beta)} = 1.206$$

$$I_{\text{sol}0} := 1340 \frac{\text{W}}{\text{m}^2}$$

Aurinkovakio

$$I_{\text{sol}} := I_{\text{sol}0} \cdot \tau \cdot m_{\text{rad}} = 1039 \cdot \frac{\text{W}}{\text{m}^2}$$

$$I_{\text{sol}N.\text{vaaka}} := I_{\text{sol}} \cdot \sin(\beta) = 862 \cdot \frac{\text{W}}{\text{m}^2}$$

Auringon säteilyteho vaakapinnalle

$$I_{\text{sol}.\text{betonipinta}} := \alpha_{\text{betoni}} \cdot I_{\text{sol}N.\text{vaaka}} = 603 \cdot \frac{\text{W}}{\text{m}^2}$$

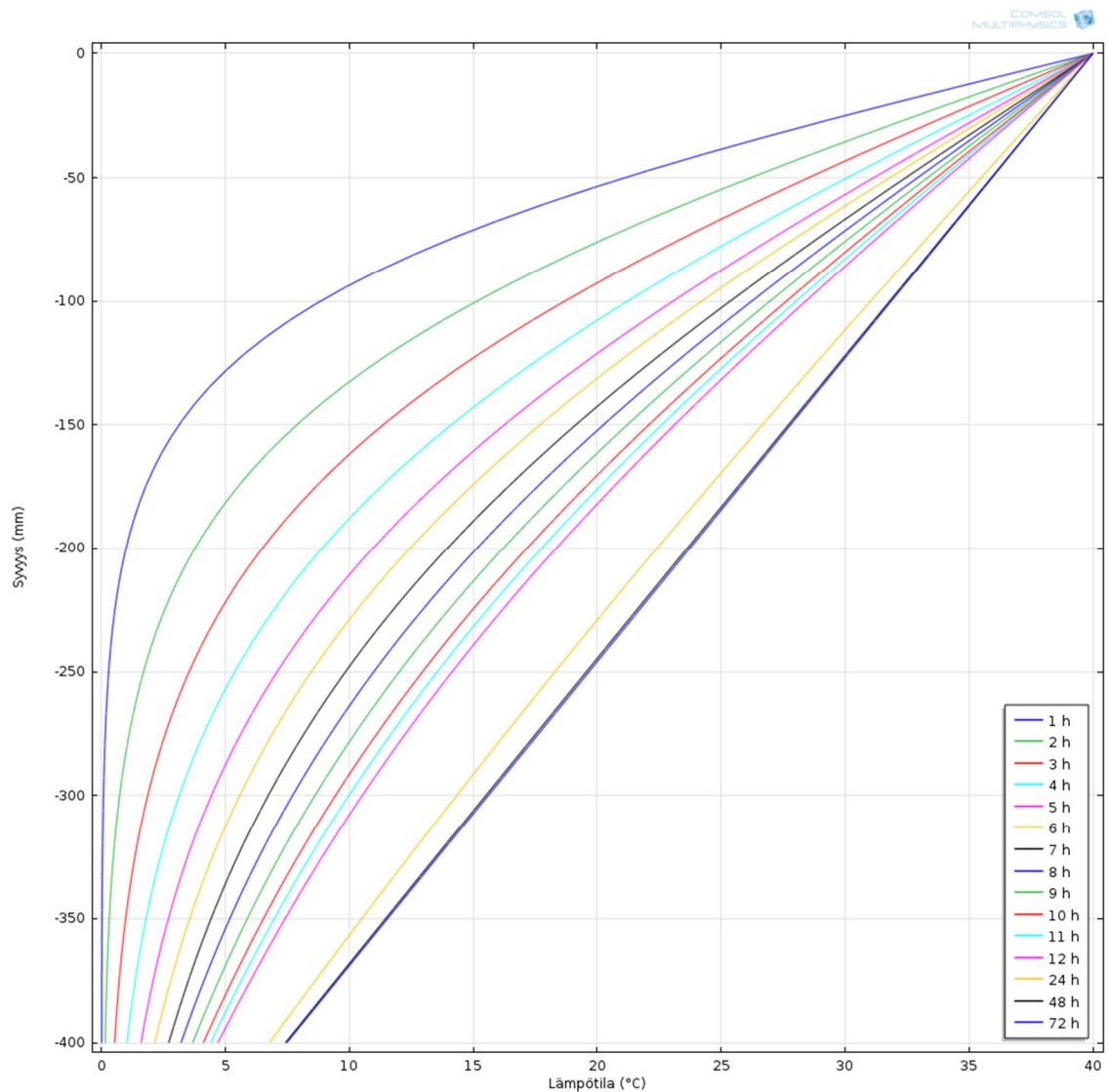
Betoniin absorboituva säteilyteho

Auringon säteilytehon maksimit eri kellonaikoina kesäpäivänseisauksena

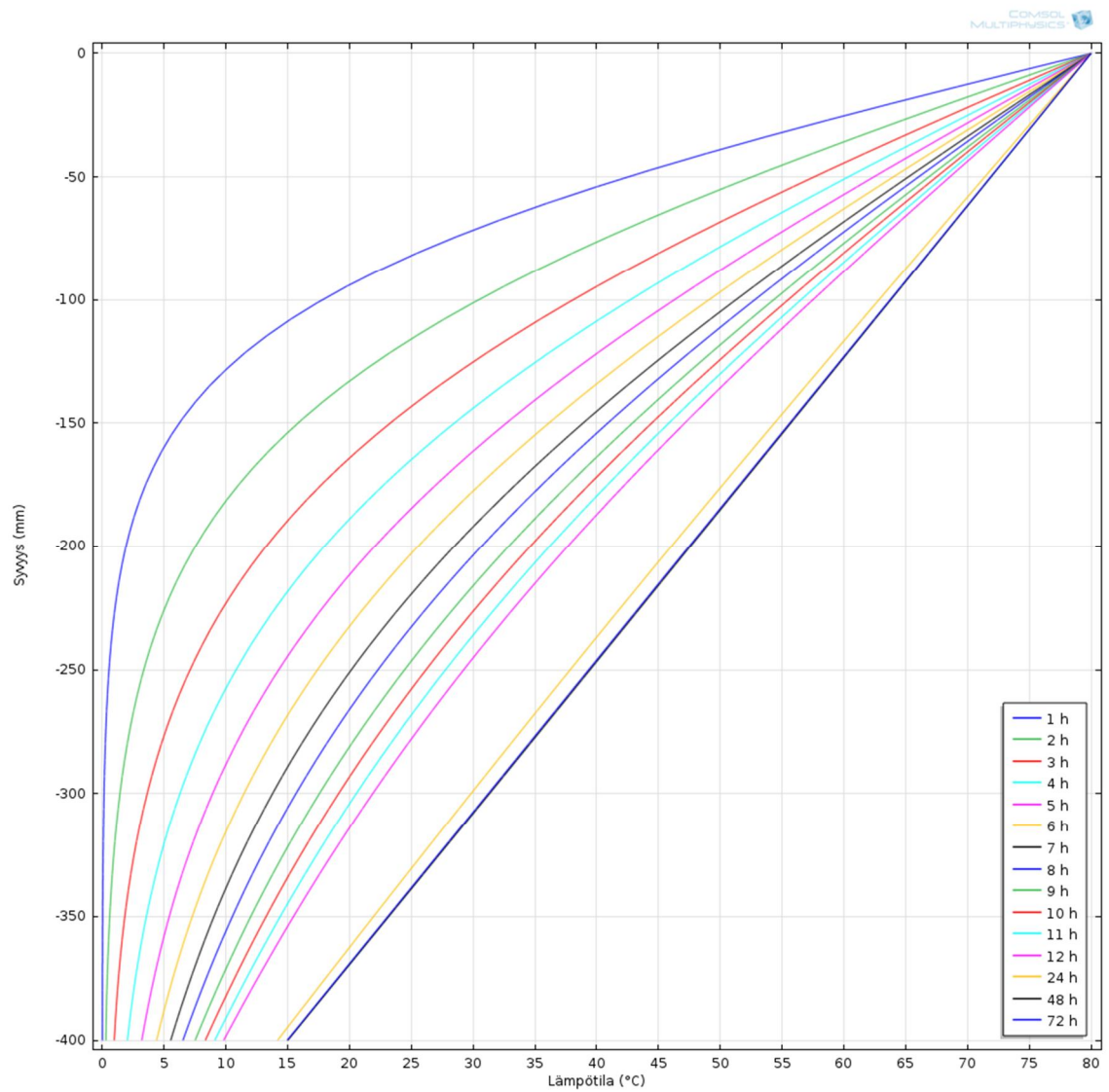
Kellonaika	Auringon korkeuskulma (β)	Betoniin absorboituva auringon säteilyteho (I)
3	1.5°	0,0 W/m ²
4	8°	28,7 W/m ²
5	15.5°	113,9 W/m ²
6	22.5°	207,0 W/m ²
7	29.5°	301,1 W/m ²
8	37°	397,7 W/m ²
9	44.5°	486,7 W/m ²
10	50°	545,7 W/m ²
11	55°	594,1 W/m ²
12	56°	603,1 W/m ²
13	55°	594,1 W/m ²
14	50°	545,7 W/m ²
15	44.5°	486,7 W/m ²
16	37°	397,7 W/m ²
17	29.5°	301,1 W/m ²
18	22.5°	207,0 W/m ²
19	15.5°	113,9 W/m ²
20	8°	28,7 W/m ²
21	1.5°	0,0 W/m ²
Vuorokauden säteilyenergia yhteensä		5952,9 Wh/m ²

LIITE 7: KAPPALEESSA 4.3 ESITETTYJÄ LÄMPÖTILAGRA-DIENTTIKUVAAJIA VASTAAVAT LÄMPÖTILAJAKAUMAT NES-TELÄMPÖKUORMILLA

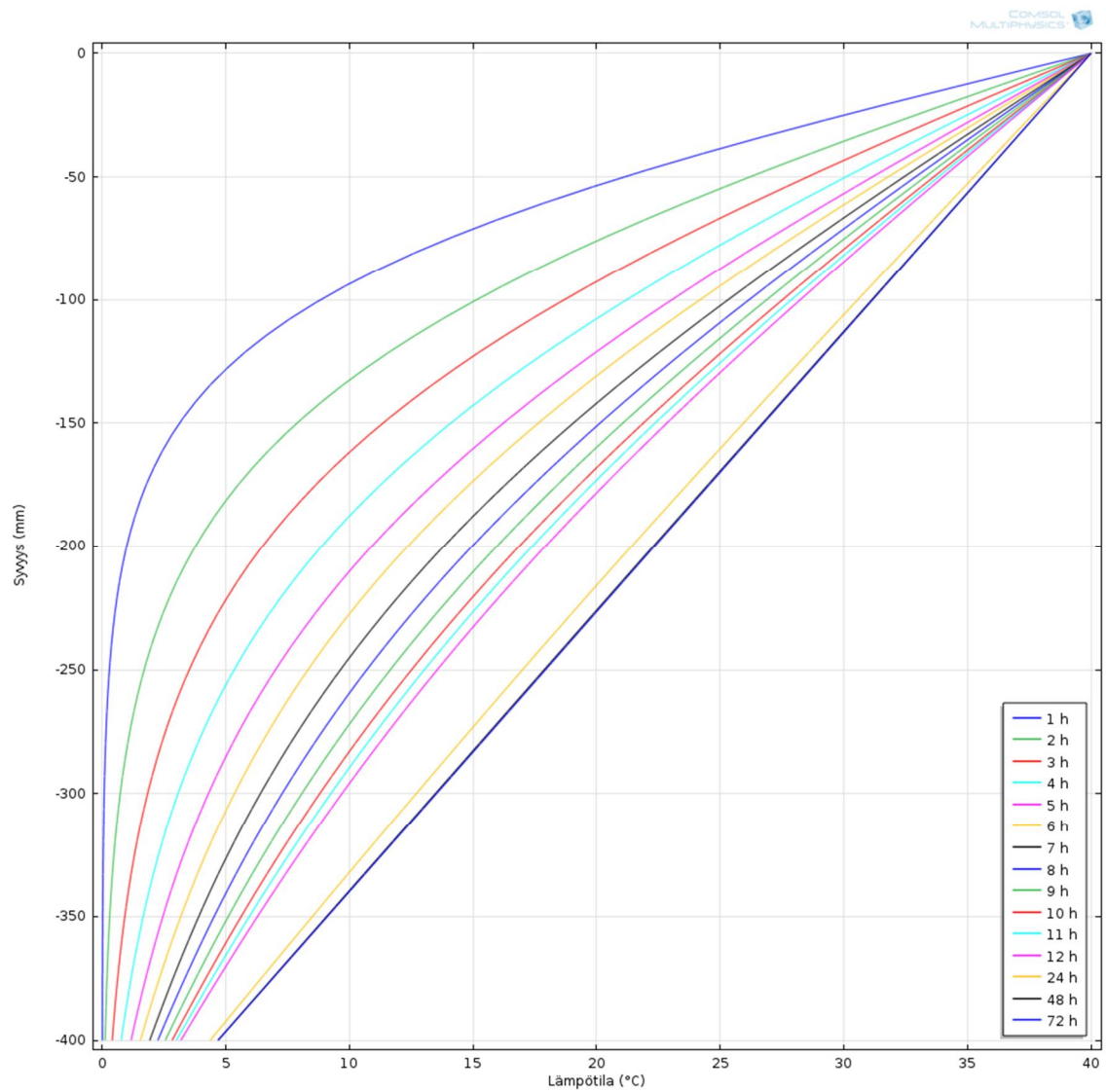
Kuvissa y-akselin nollassa kuvaa betonilaatan pintaa, johon lämpökuorma kohdistetaan.



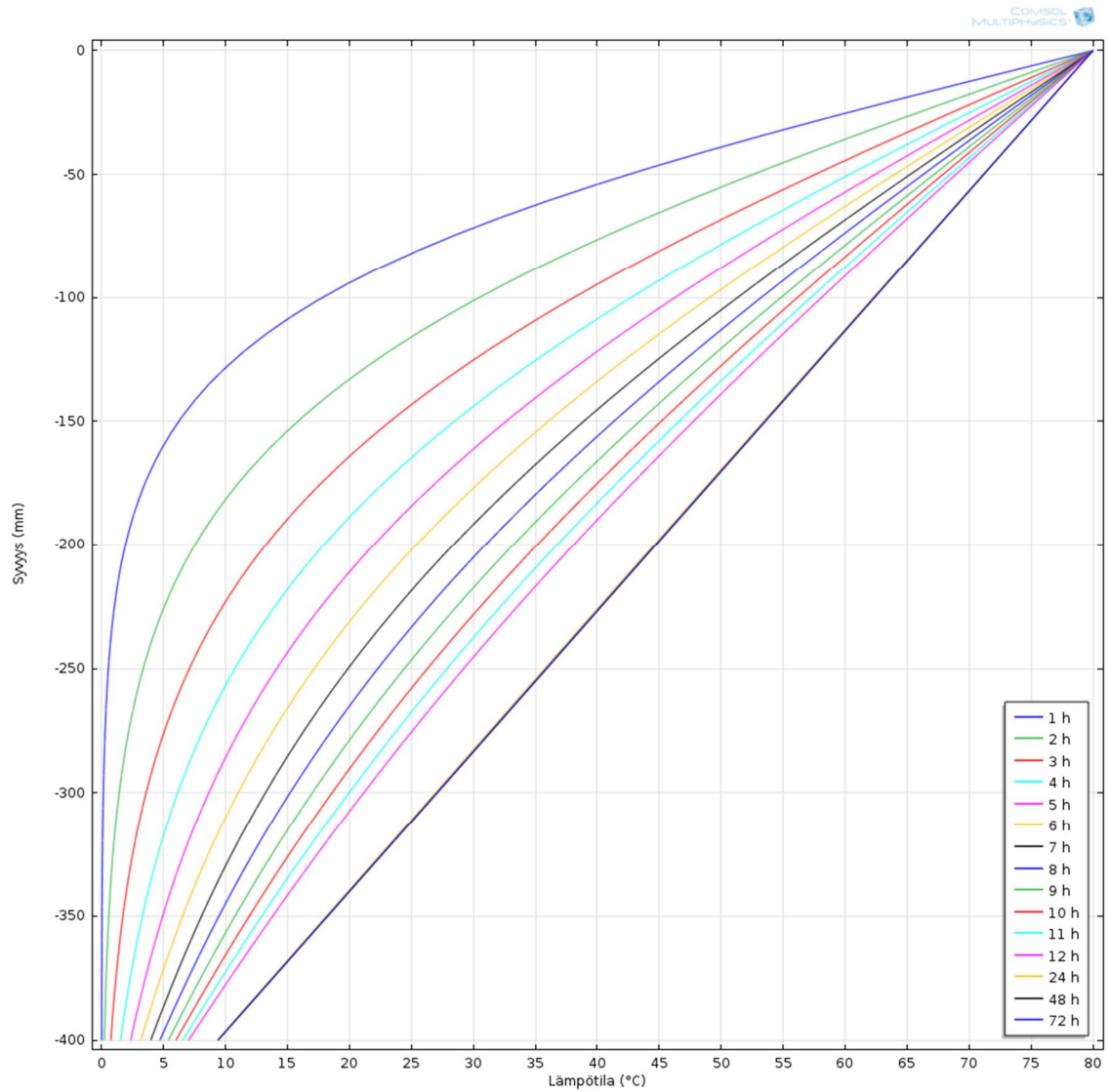
Lämpötilan kehittyminen aikavälillä 1 – 72 h oletusolosuhteissa ja 40 °C lämpökuormalla (betoni 400 mm – ilma)



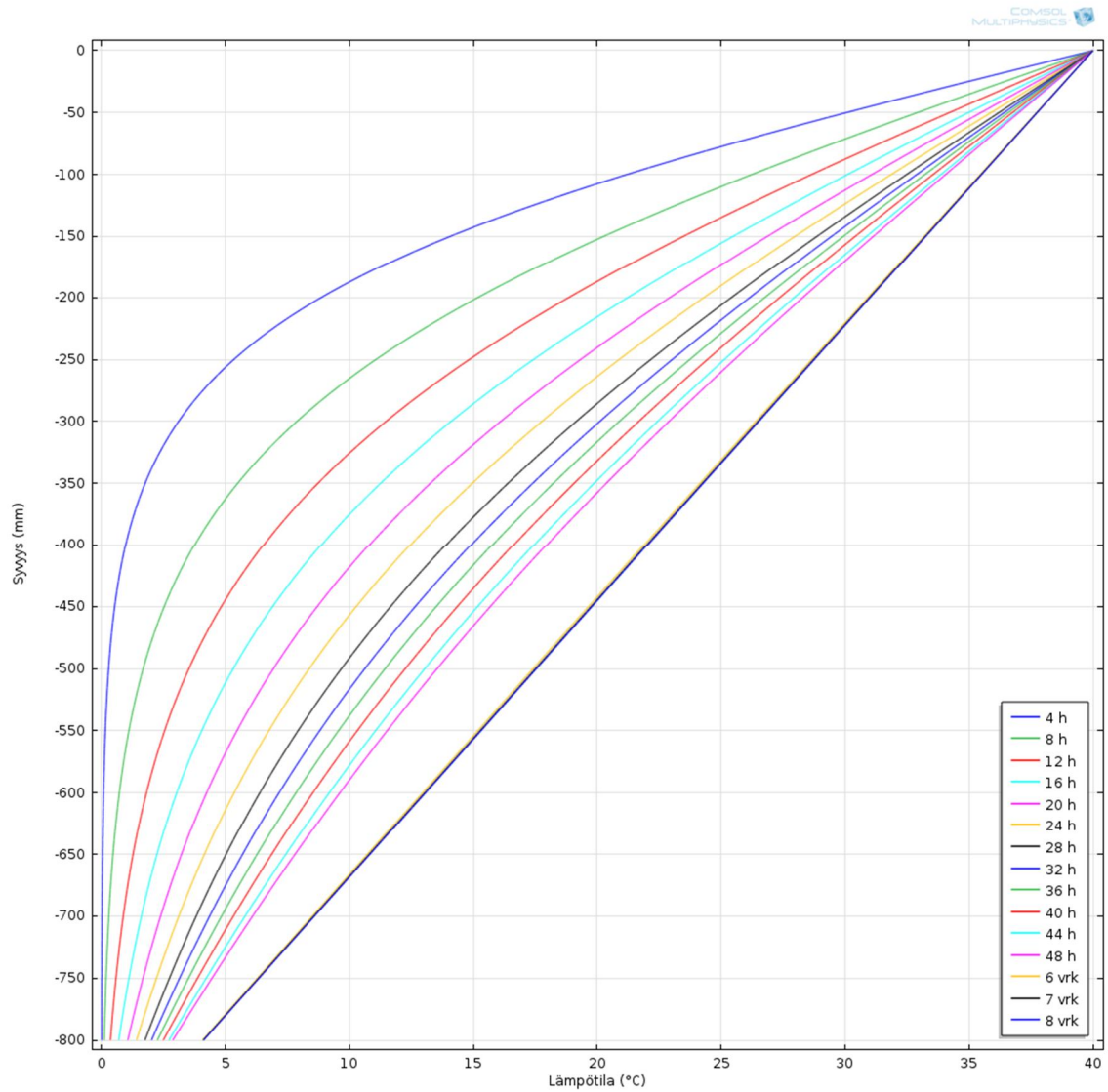
Lämpötilan kehittyminen aikavälillä 1 - 72 h oletusolosuhteissa ja 80 °C lämpökuormal-
la (betoni 400 mm – ilma)



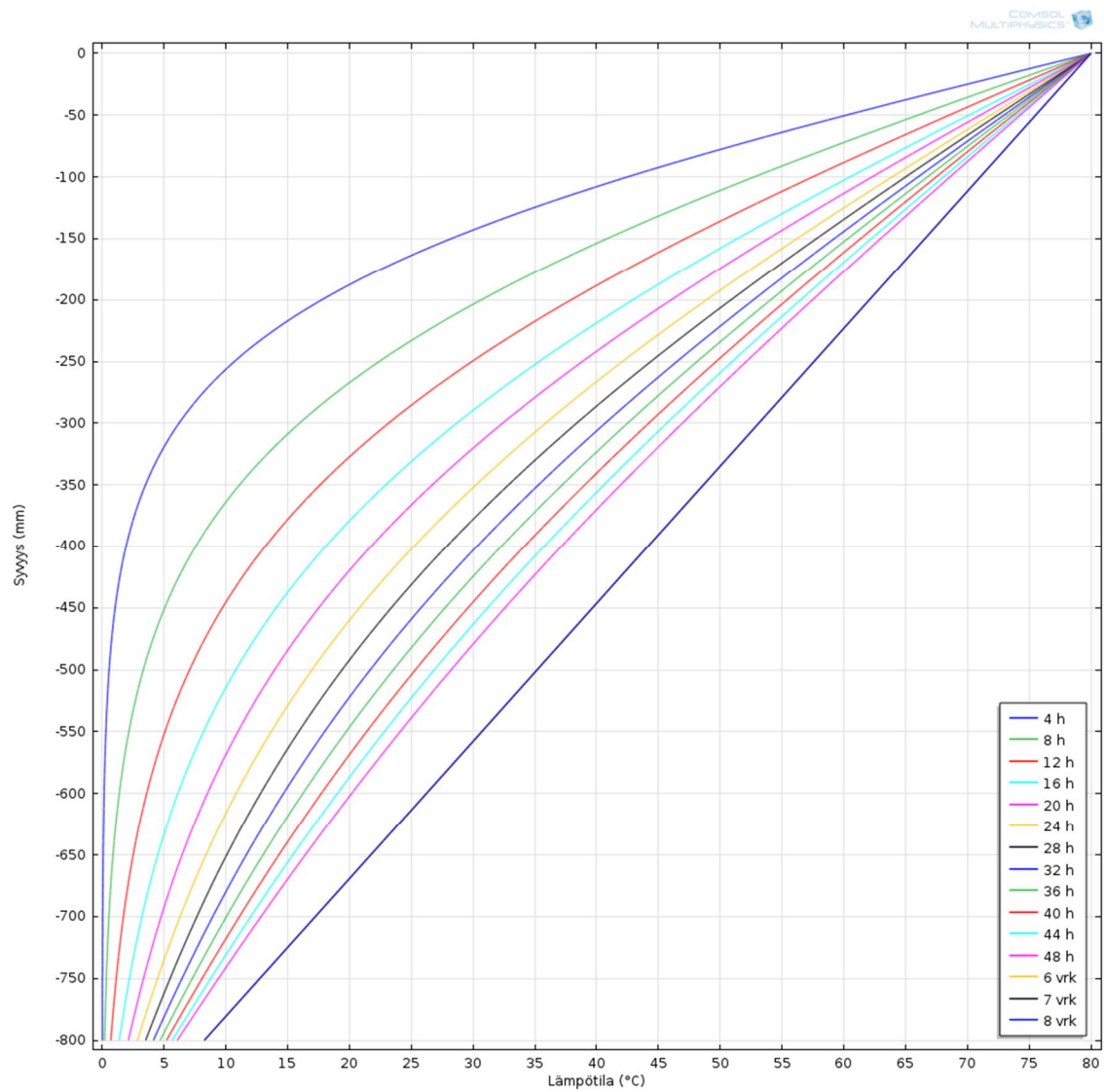
Lämpötilan kehittyminen aikavälillä 1 - 72 h ulkopinnan suuntaisella tuulella, jonka nopeus on 10 m/s ja 40 °C lämpökuormalla (betoni 400 mm – ilma)



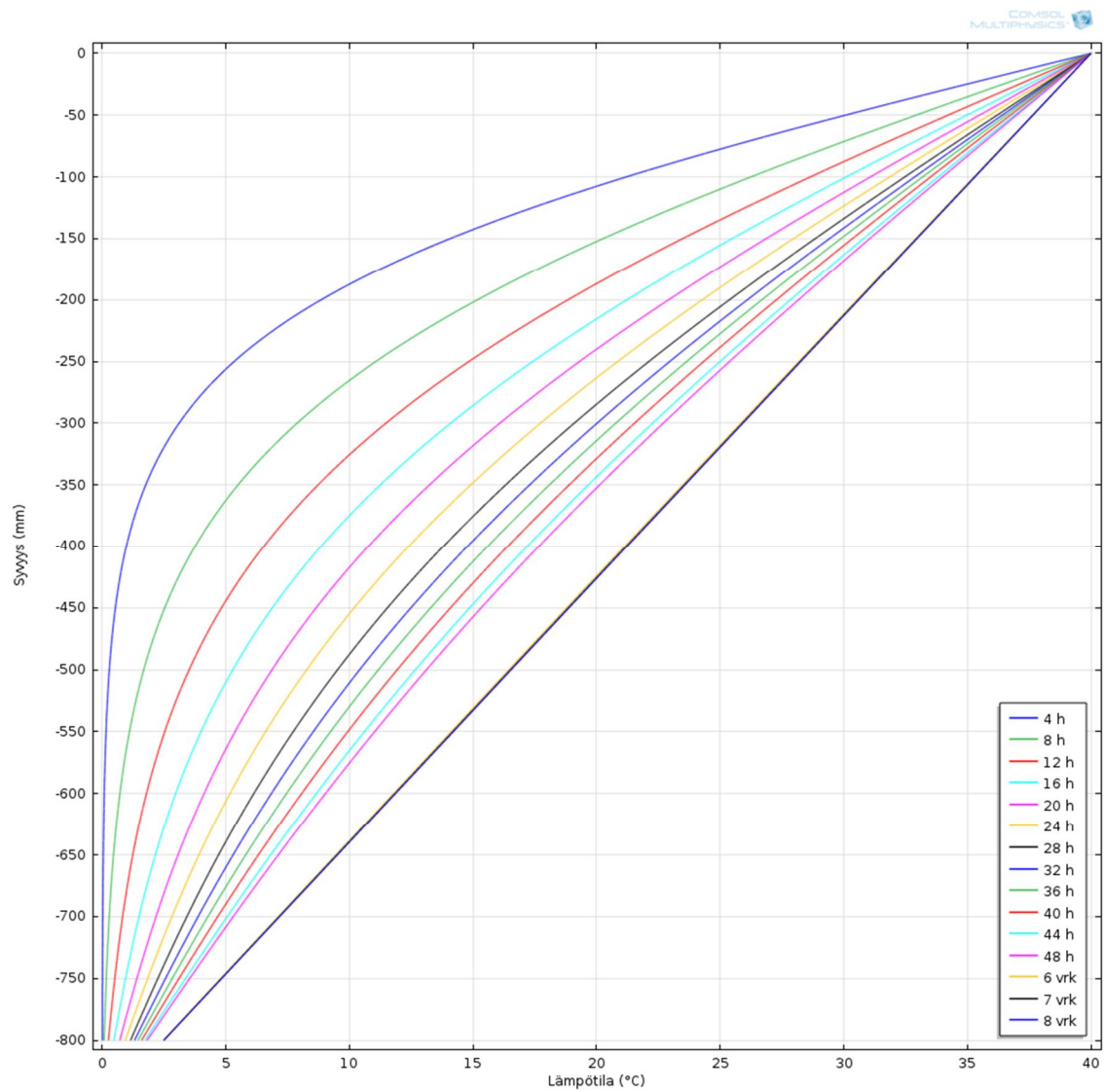
Lämpötilan kehittyminen aikavälillä 1 - 72 h ulkopinnan suuntaisella tuulella, jonka nopeus on 10 m/s ja 80 °C lämpökuormalla (betoni 400 mm – ilma)



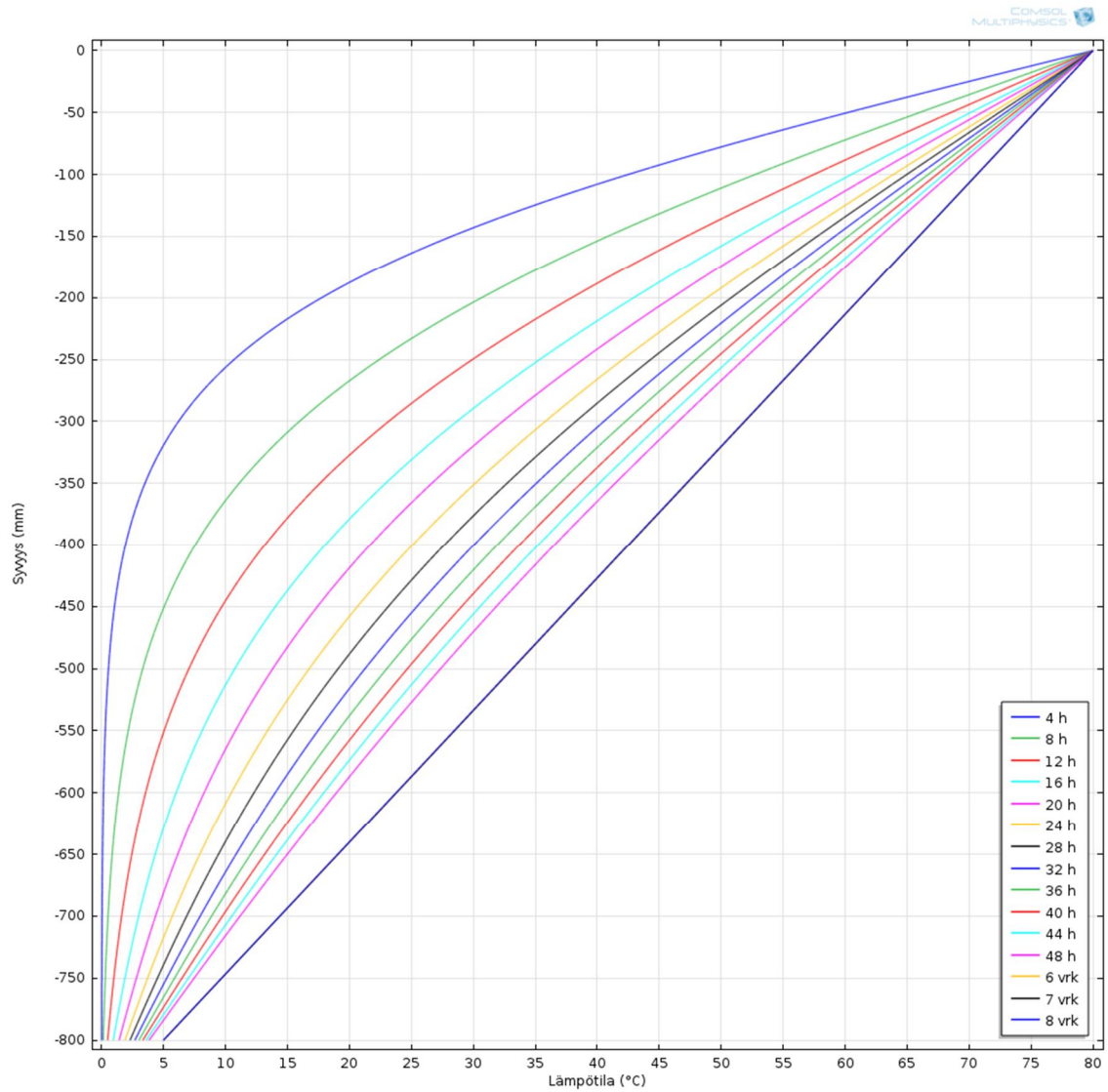
Lämpötilan kehittyminen aikavälillä 4 h – 8 vrk oletusolosuhteissa ja 40 °C lämpökuormalla (betoni 800 mm – ilma)



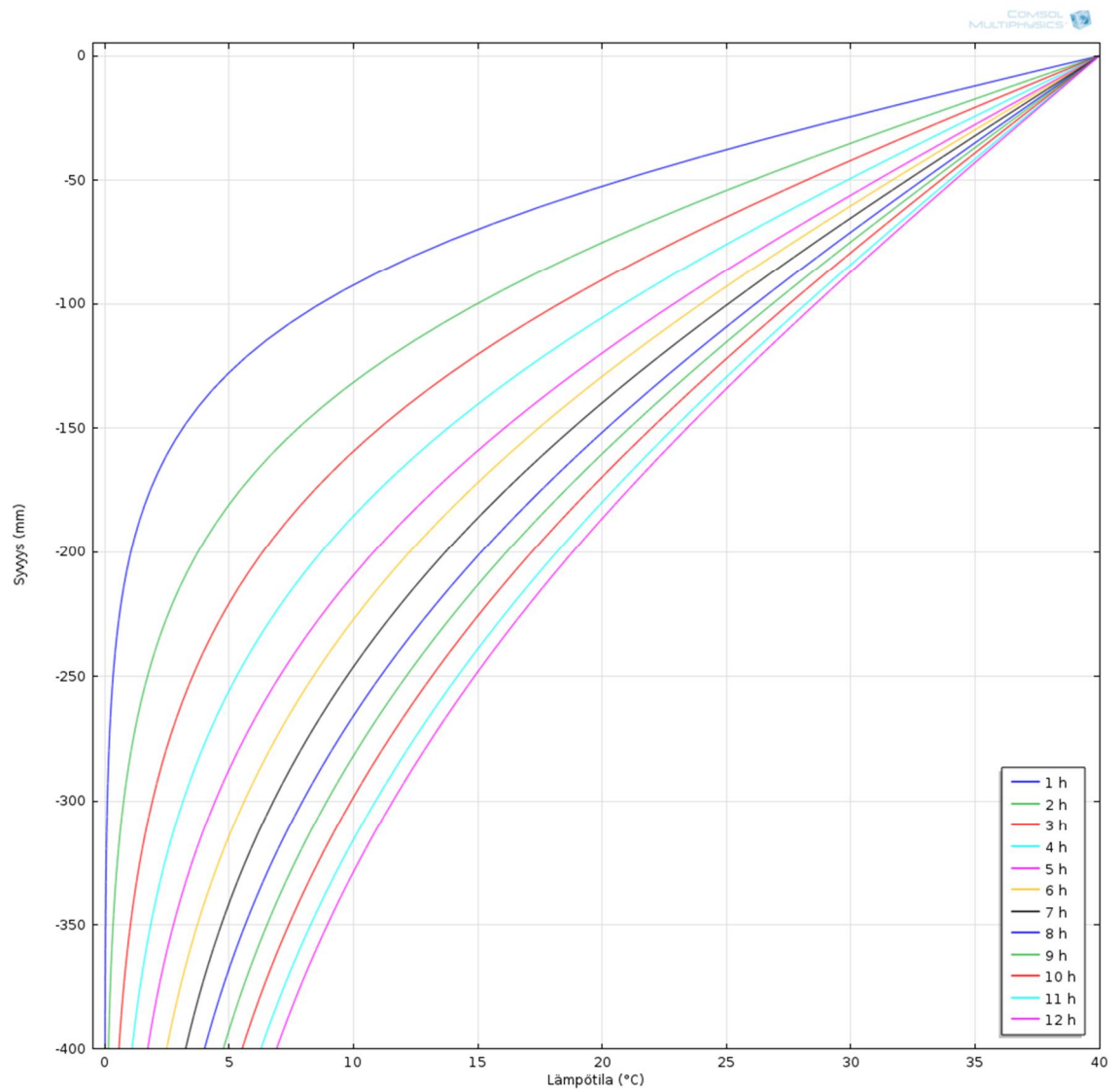
Lämpötilan kehittyminen aikavälillä 4 h – 8 vrk oletusolosuhteissa ja 80 °C lämpökuormalla (betoni 800 mm – ilma)



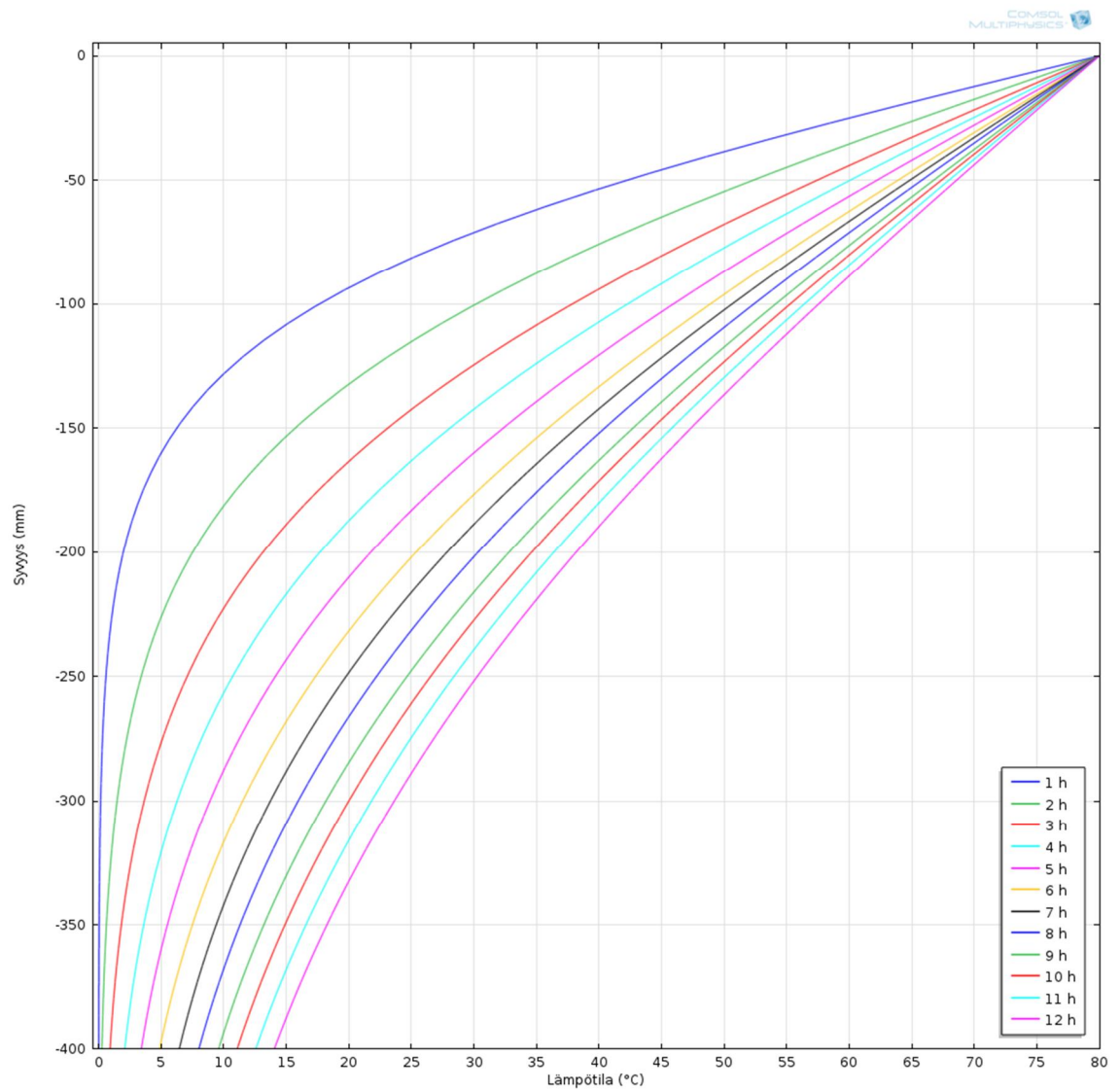
Lämpötilan kehittyminen aikavälillä 4 h – 8 vrk ulkopinnan suuntaisella tuulella, jonka nopeus on 10 m/s ja 40 °C lämpökuormalla (betoni 800 mm – ilma)



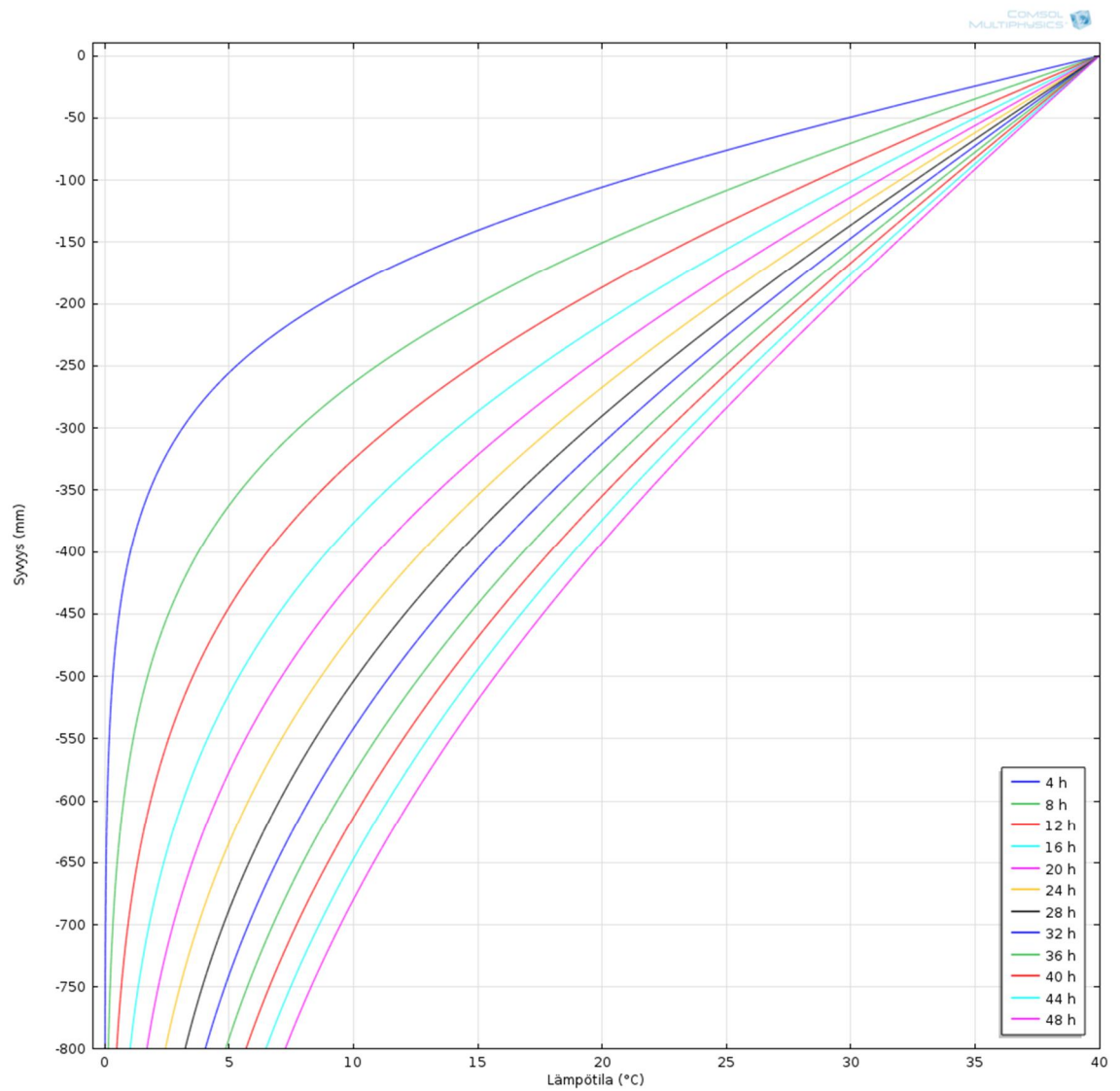
Lämpötilan kehittyminen aikavälillä 4 h – 8 vrk ulkopinnan suuntaisella tuulella, jonka nopeus on 10 m/s ja 80 °C lämpökuormalla (betoni 800 mm – ilma)



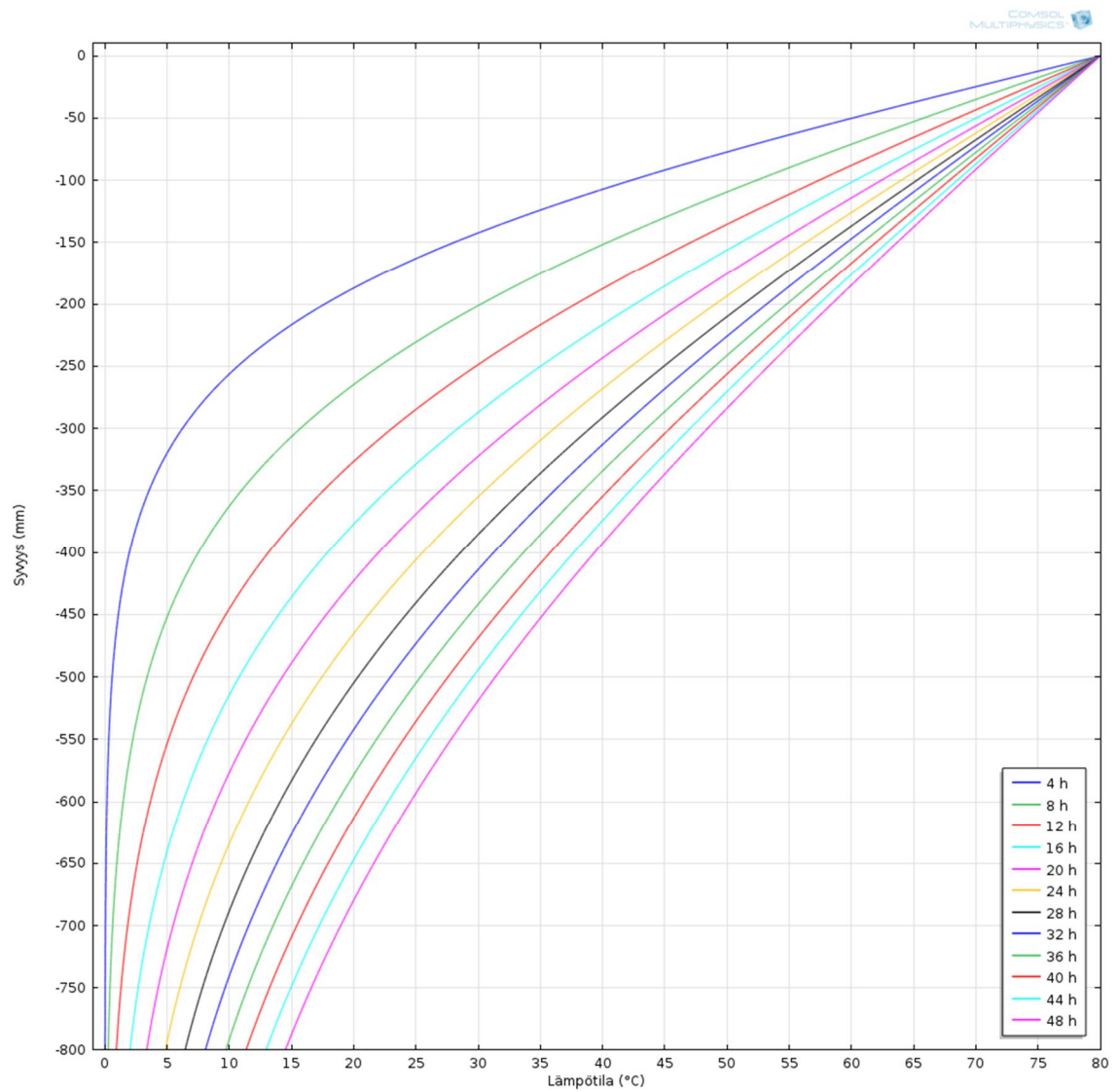
Lämpötilan kehittyminen aikavälillä 1 – 12 h 40 °C lämpökuormalla (betoni 400 mm – maaperä)



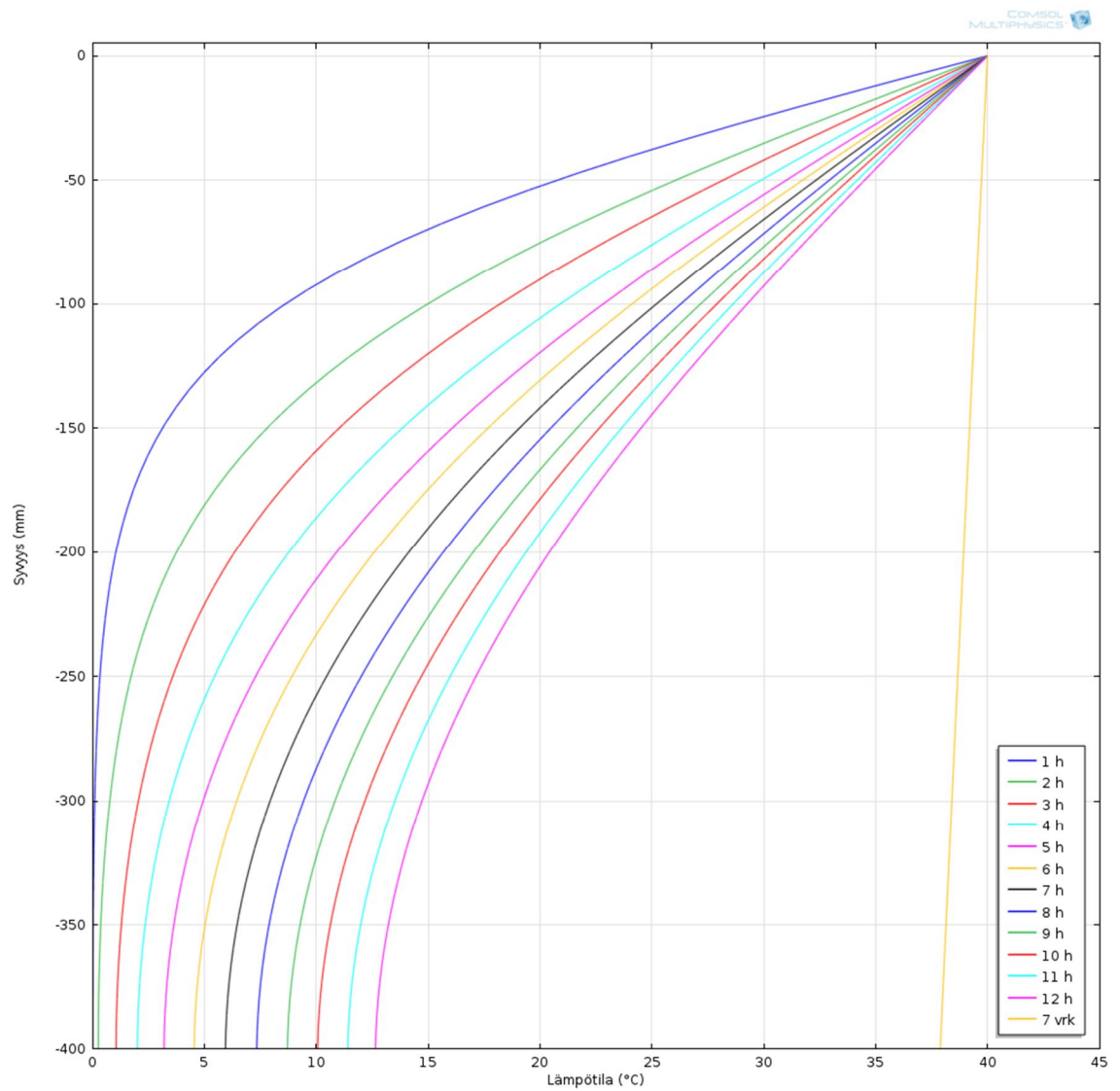
Lämpötilan kehittyminen aikavälillä 1 – 12 h 80 °C lämpökuormalla (betoni 400 mm – maaperä)



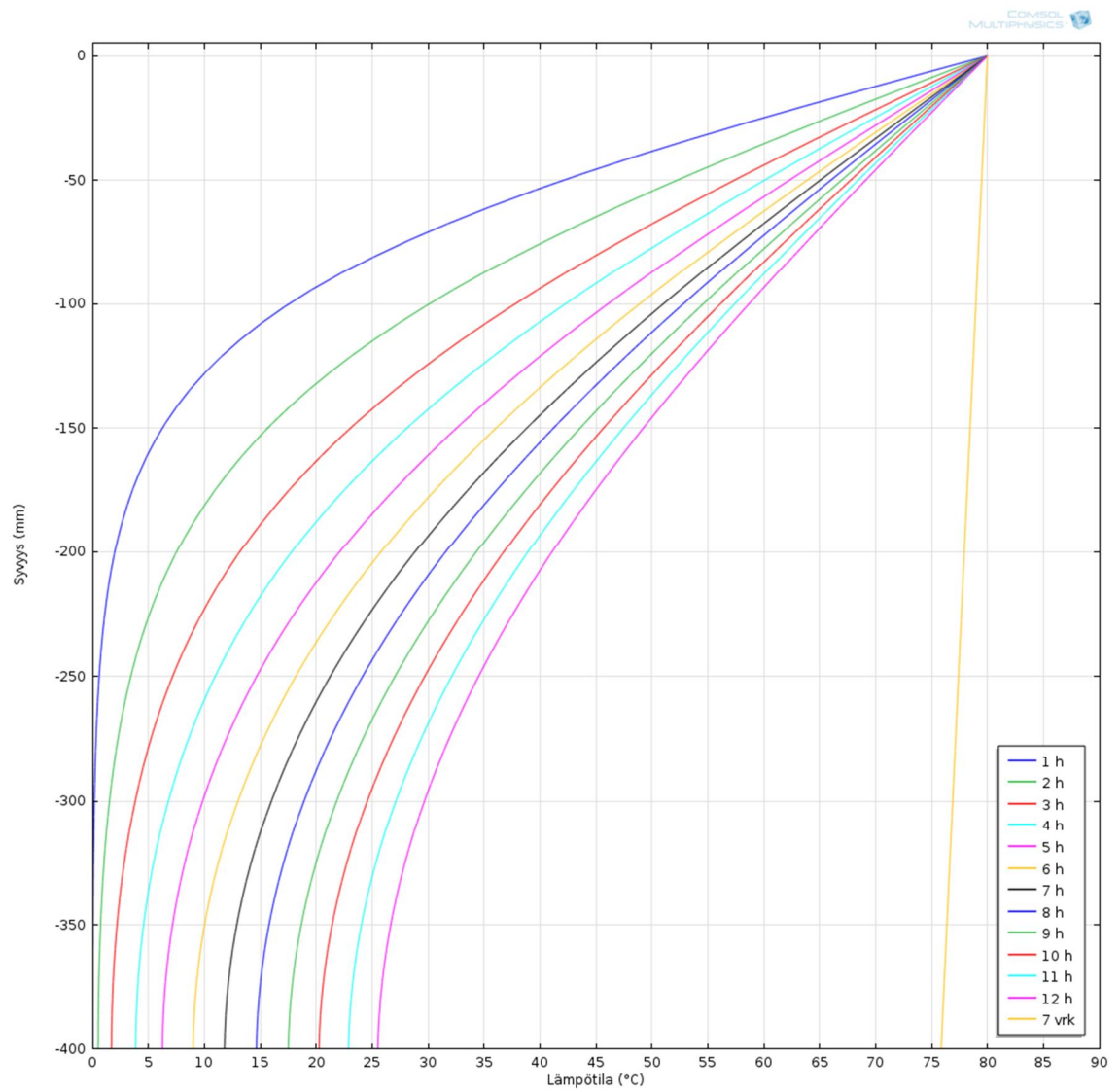
Lämpötilan kehittyminen aikavälillä 4 h – 48 h 40 °C lämpökuormalla (betoni 800 mm – maaperä)



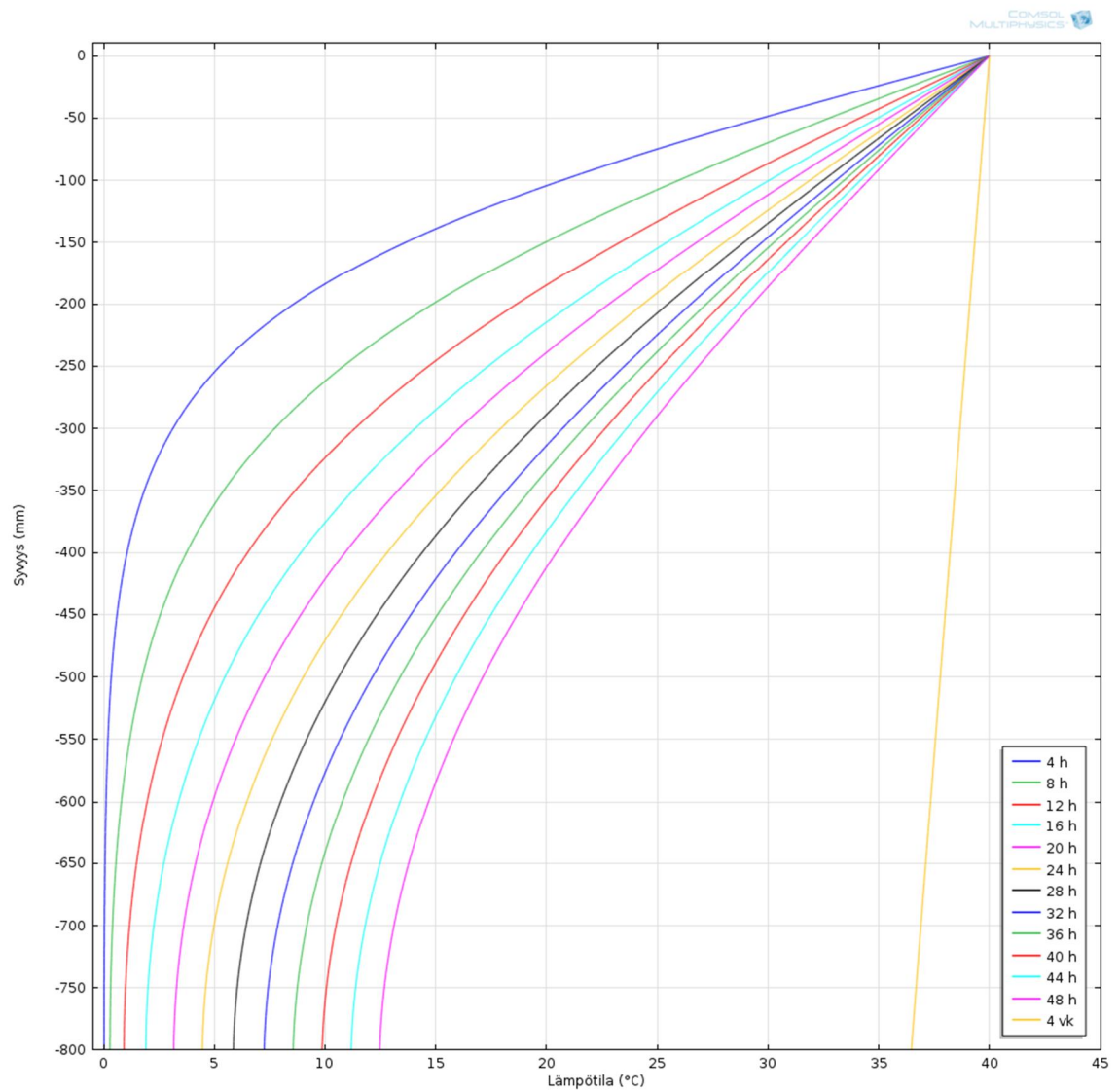
Lämpötilan kehittyminen aikavälillä 4 h – 48 h 80 °C lämpökuormalla (betoni 800 mm – maaperä)



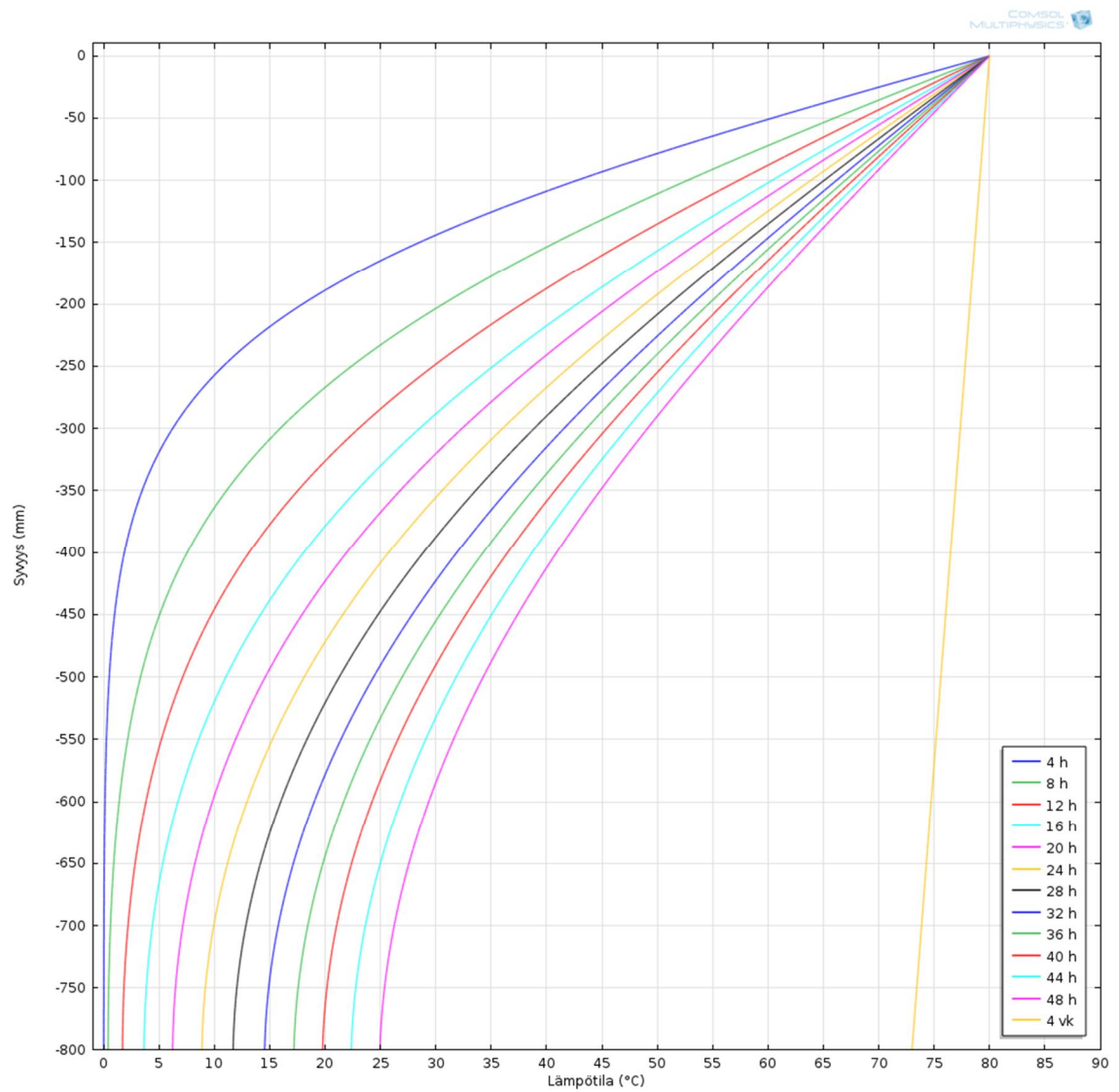
Lämpötilan kehittyminen aikavälillä 1 h – 7 vrk 40 °C lämpökuormalla (betoni 400 mm – eriste 100 mm – maaperä)



Lämpötilan kehittyminen aikavälillä 1 h – 7 vrk 80 °C lämpökuormalla (betoni 400 mm – eriste 100 mm – maaperä)



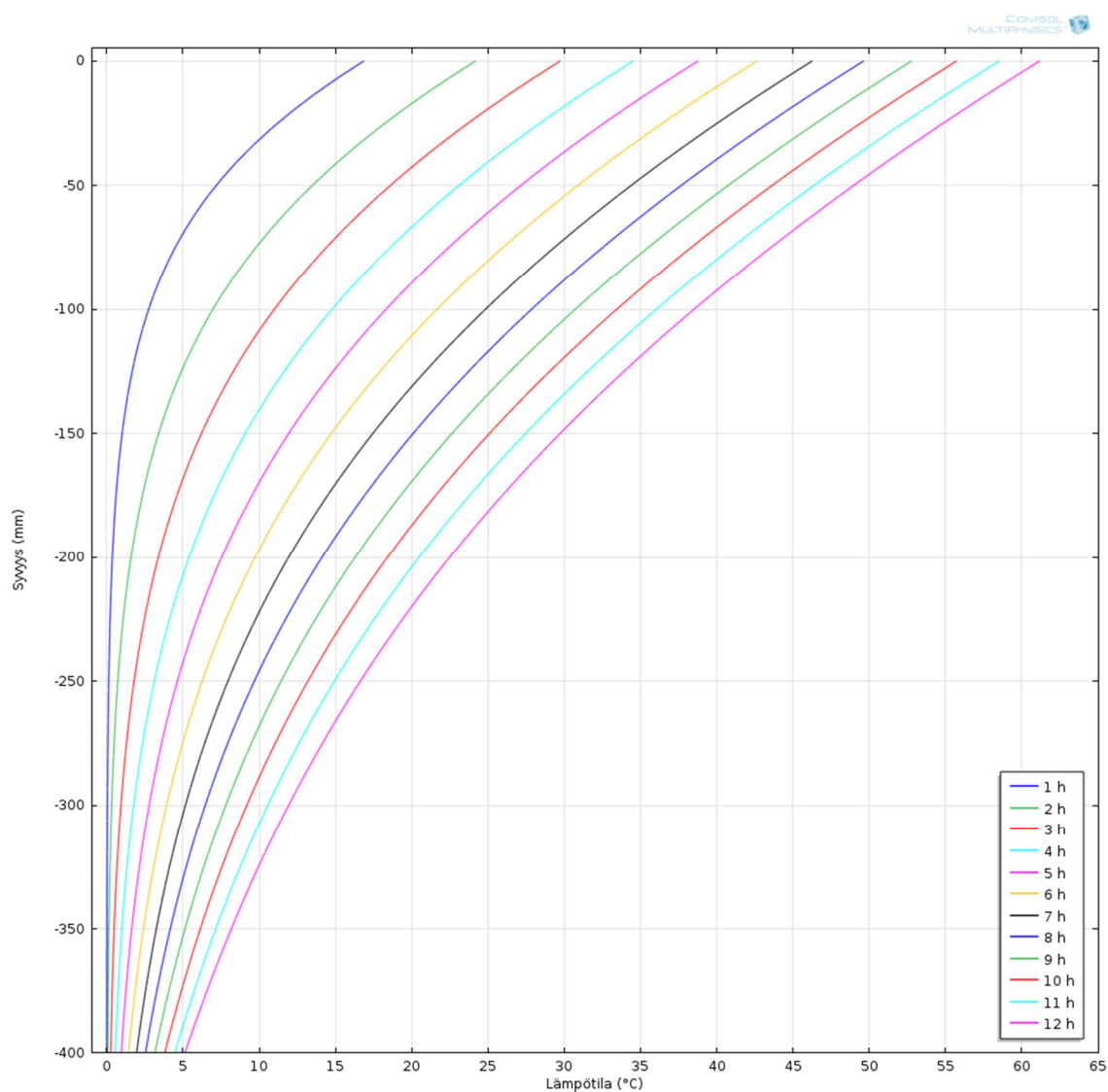
Lämpötilan kehittyminen aikavälillä 4 h – 4 vk 40 °C lämpökuormalla (betoni 800 mm
– eriste 100 mm – maaperä)



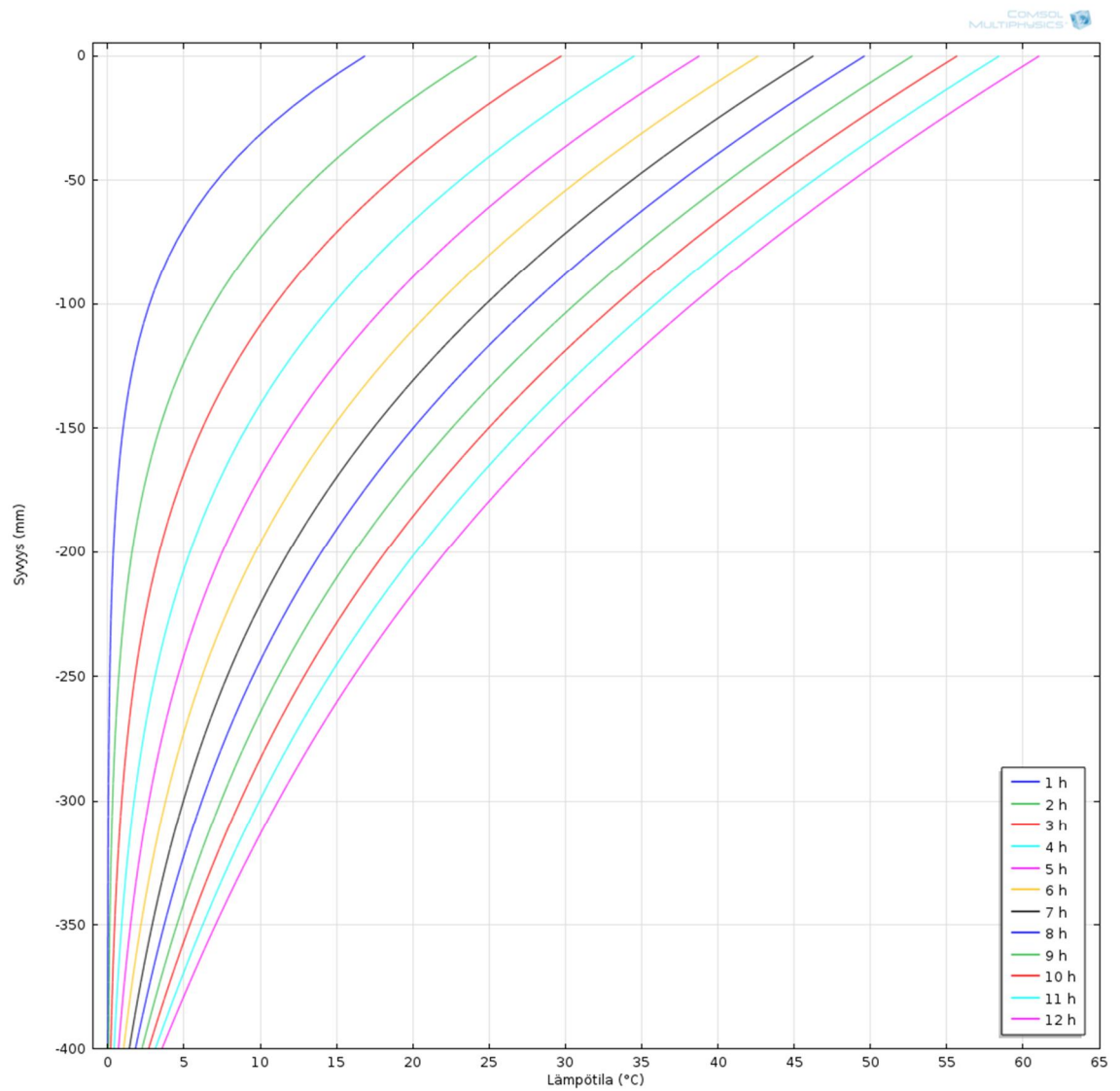
Lämpötilan kehittyminen aikavälillä 4 h – 4 vk 80 °C lämpökuormalla (betoni 800 mm
– eriste 100 mm – maaperä)

LIITE 8: KAPPALEESSA 4.3 ESITETTYJÄ LÄMPÖTILAGRA-DIENTTIKUVAAJIA VASTAAVAT LÄMPÖTILAJAKAUMAT SÄ-TEILYLÄMPÖKUORMALLA

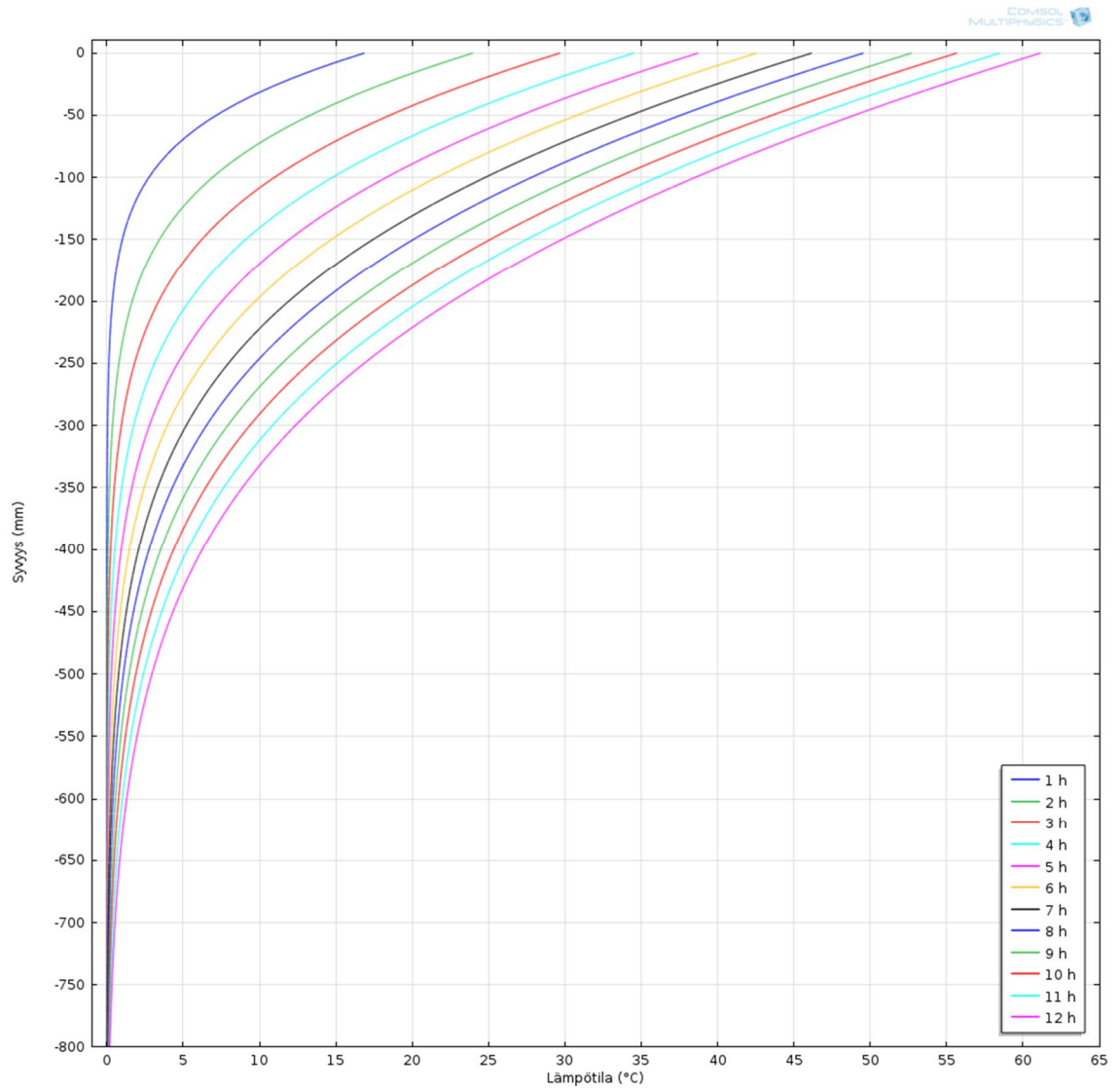
Kuvissa y-akselin nollassa kuvaa betonilaatan pintaa, johon lämpökuorma kohdistetaan.



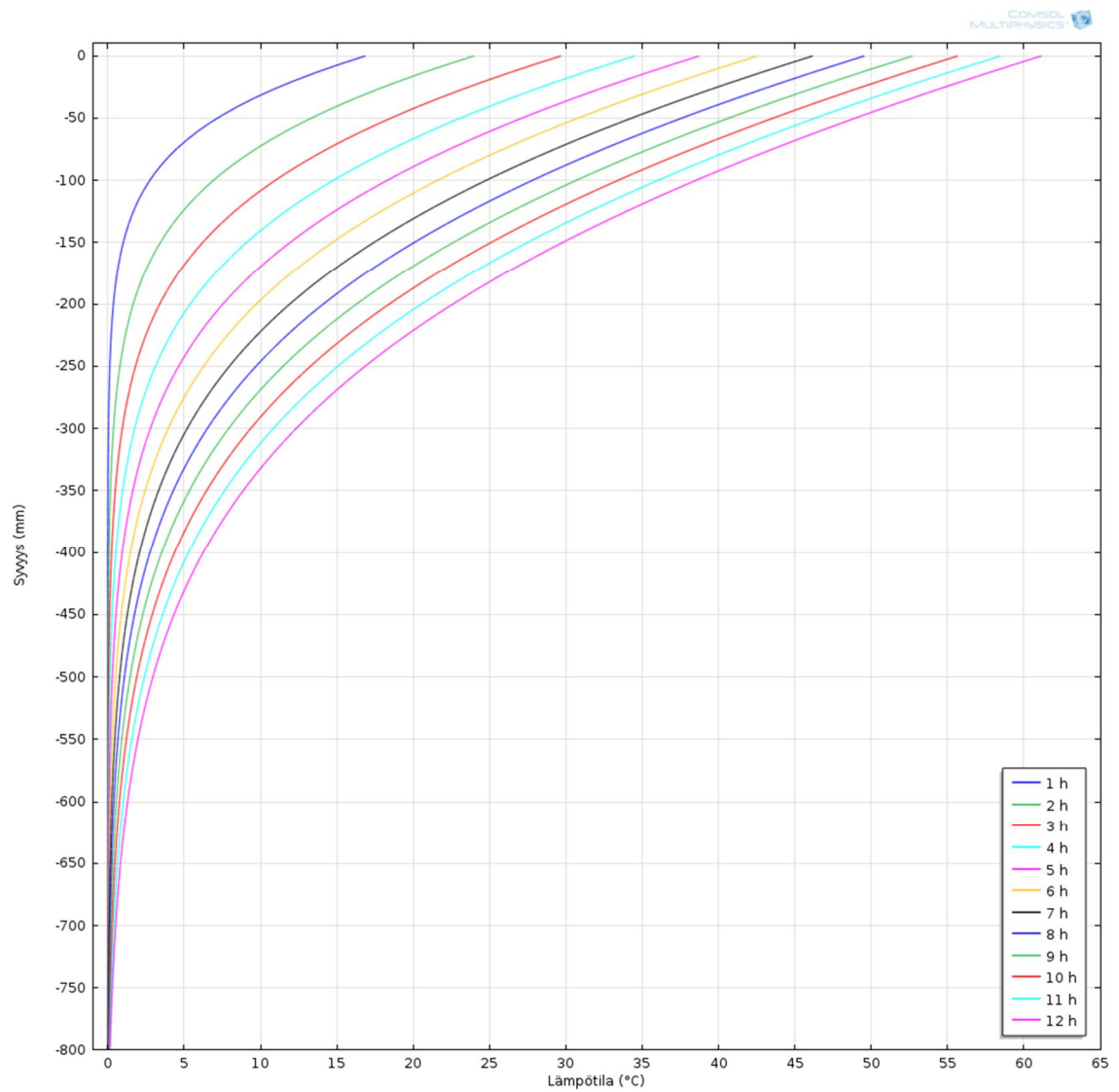
Lämpötilan kehittyminen aikavälillä 1 -12 h oletusolosuhteissa, auringonsäteily (betoni 400 mm – ilma)



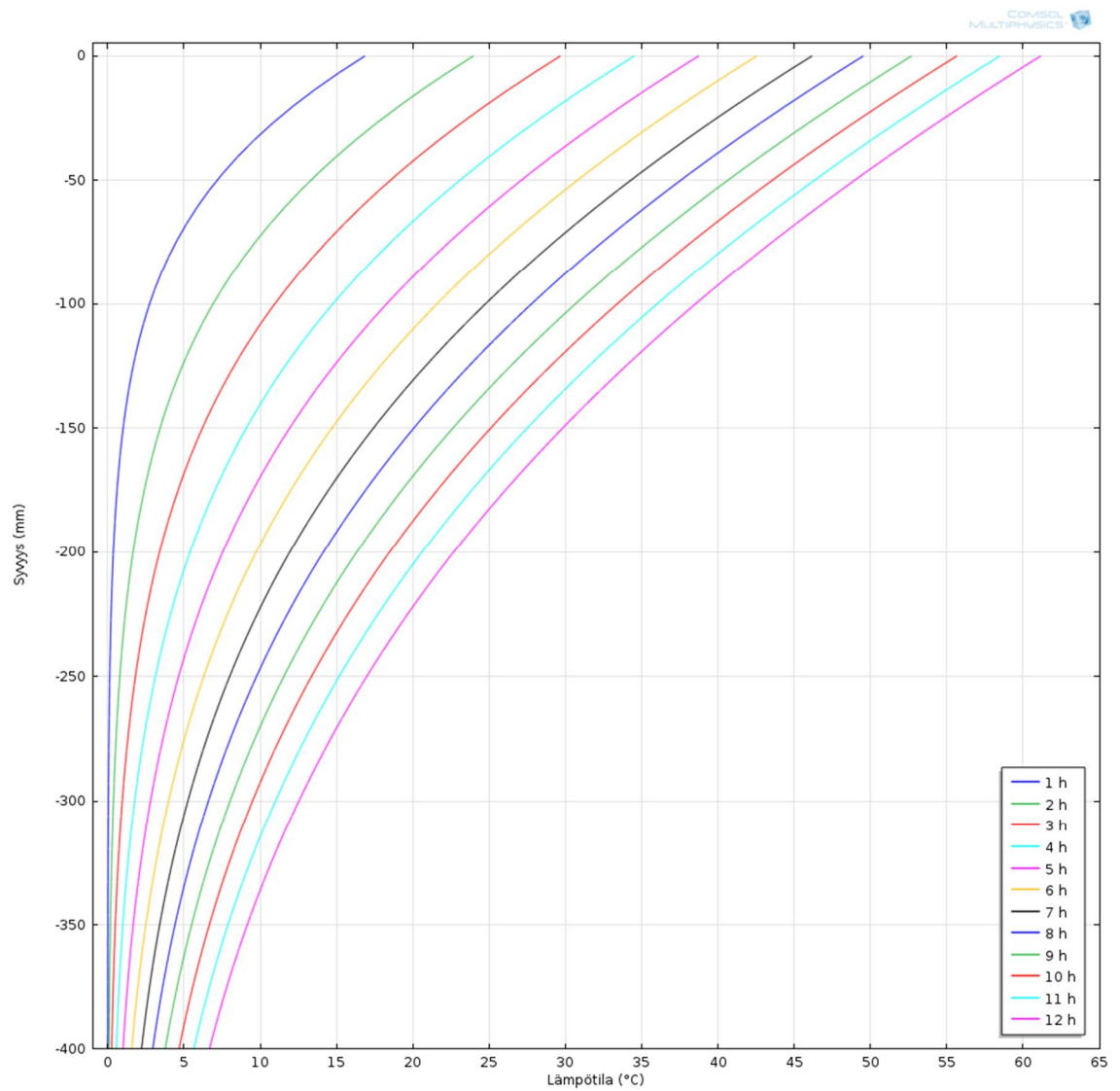
Lämpötilan kehittyminen aikavälillä 1 -12 h ulkopinnan suuntaisella tuulella, jonka nopeus on 10 m/s, auringonsäteily (betoni 400 mm – ilma)



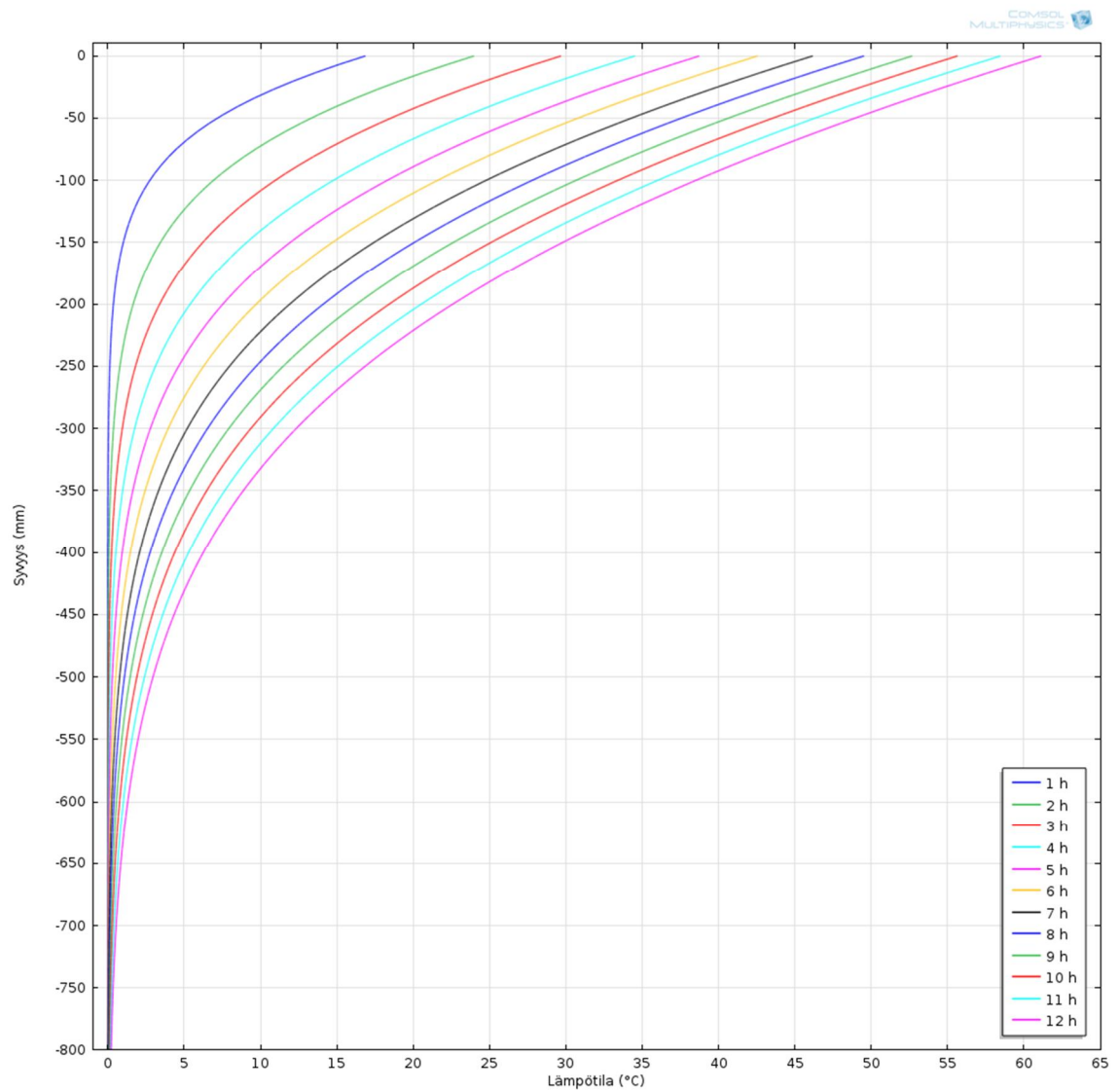
Lämpötilan kehittyminen aikavälillä 1 -12 h oletusolosuhteissa, auringonsäteily (betoni 800 mm – ilma)



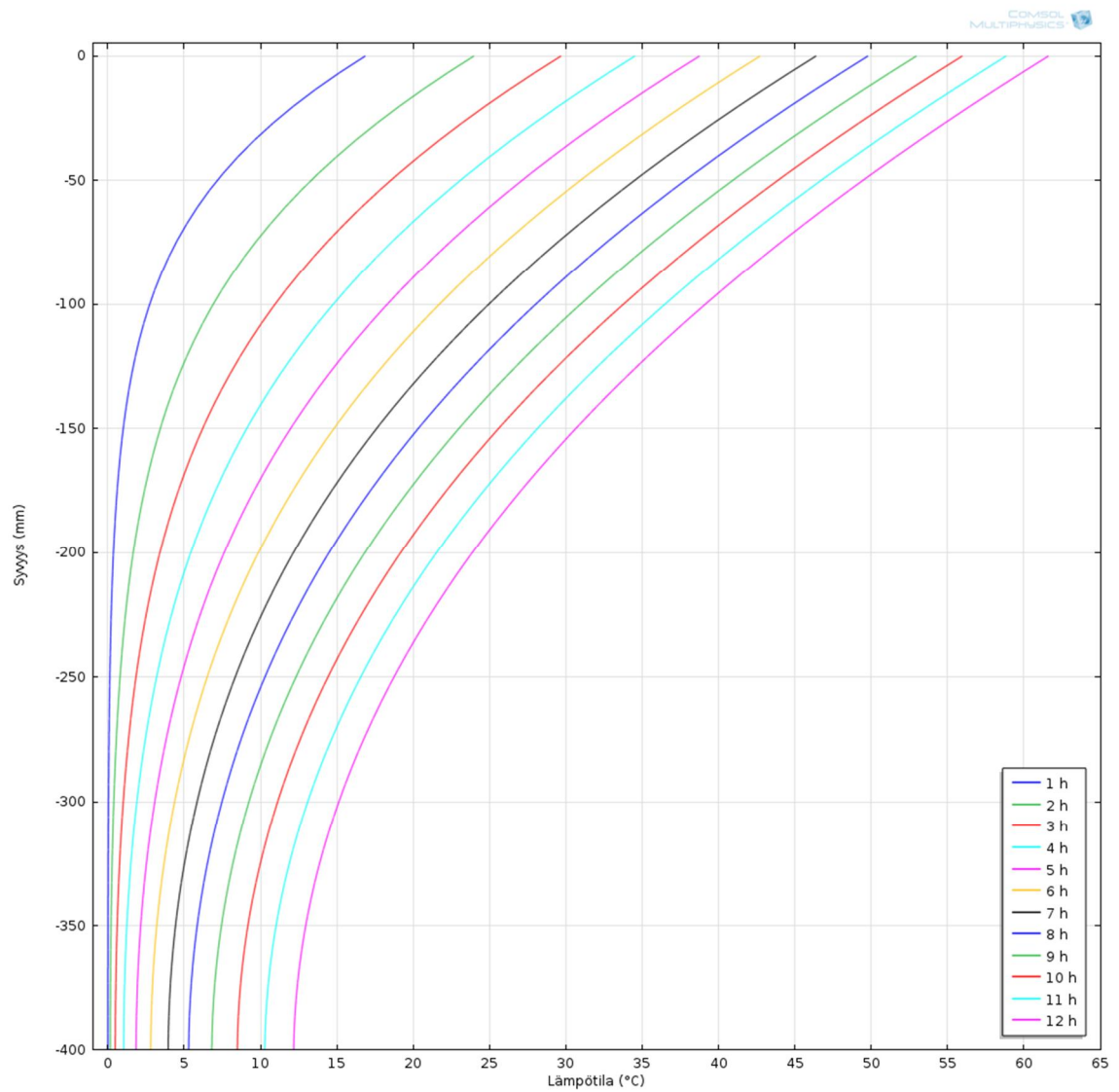
Lämpötilan kehittyminen aikavälillä 1 -12 h ulkopinnan suuntaisella tuulella, jonka nopeus on 10 m/s, auringonsäteily (betoni 800 mm – ilma)



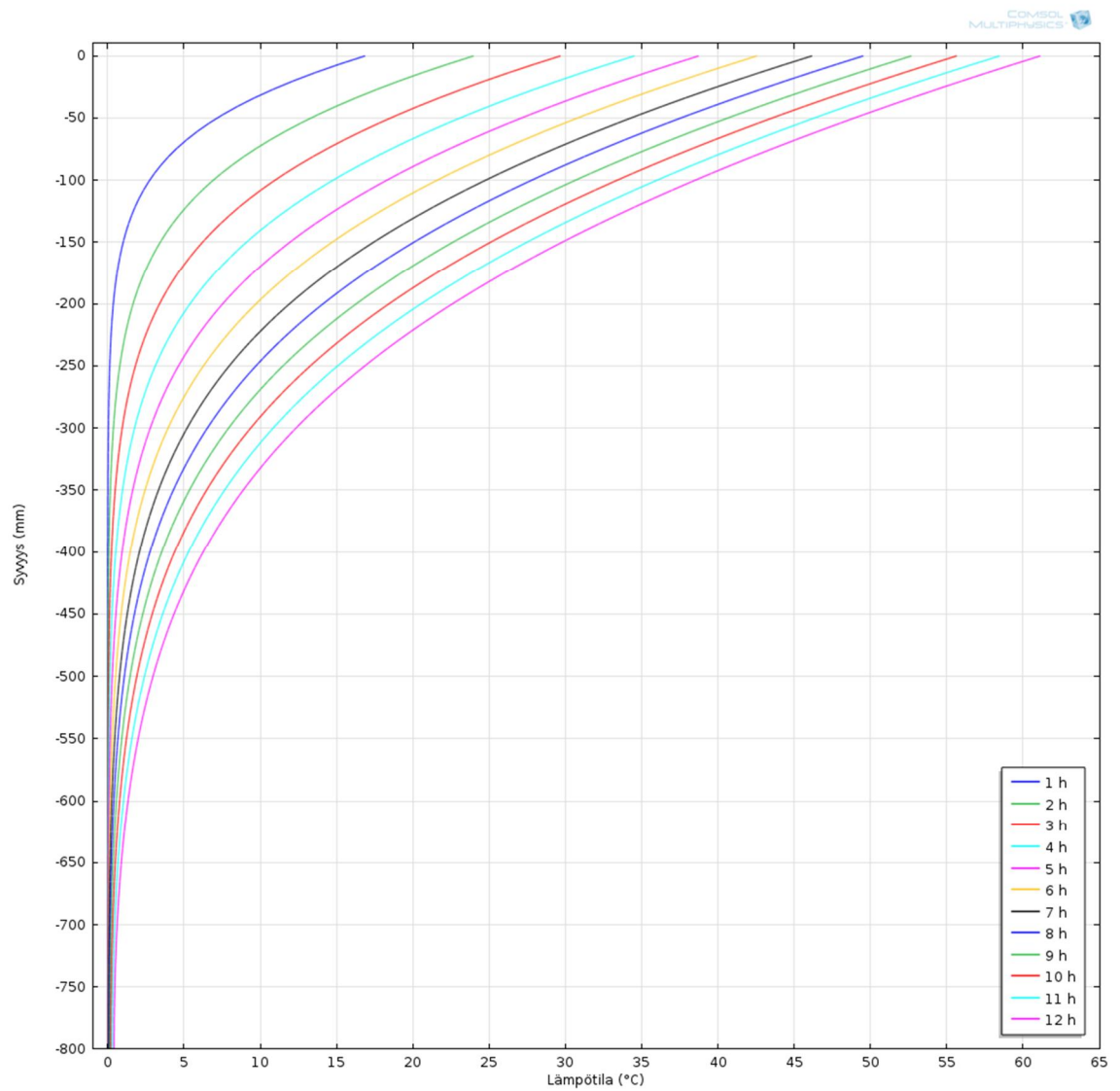
Lämpötilan kehittyminen aikavälillä 1 – 12 h, auringonsäteily (betoni 400 mm - maape-
rä)



Lämpötilan kehittyminen aikavälillä 1 – 12 h, auringonsäteily (betoni 800 mm - maaperä)



Lämpötilan kehittyminen aikavälillä 1 – 12 h, auringonsäteily (betoni 400 mm – eriste 100 mm - maaperä)



Lämpötilan kehittyminen aikavälillä 1 – 12 h, auringonsäteily (betoni 800 mm – eriste 100 mm - maaperä)

LIITE 9: LÄMPÖTILAJAKAUMAN JA -GRADIENTIN KÄSINLAS-KENTA, ESIMERKKI

Lähtötiedot

H	400 mm
H _i	20 mm
h ₀	200 mm

Laatan paksuus

Elementin paksuus

Laatan painokeskiön sijainti

T ₀	0 °C
T _{kuorma}	40 °C

Rakenteen lämpötila alkutilanteessa

Lämpökuorma yläpinnassa

λ	2,3 W/mK
C _p	1000 J/kgK
ρ	2300 kg/m ³

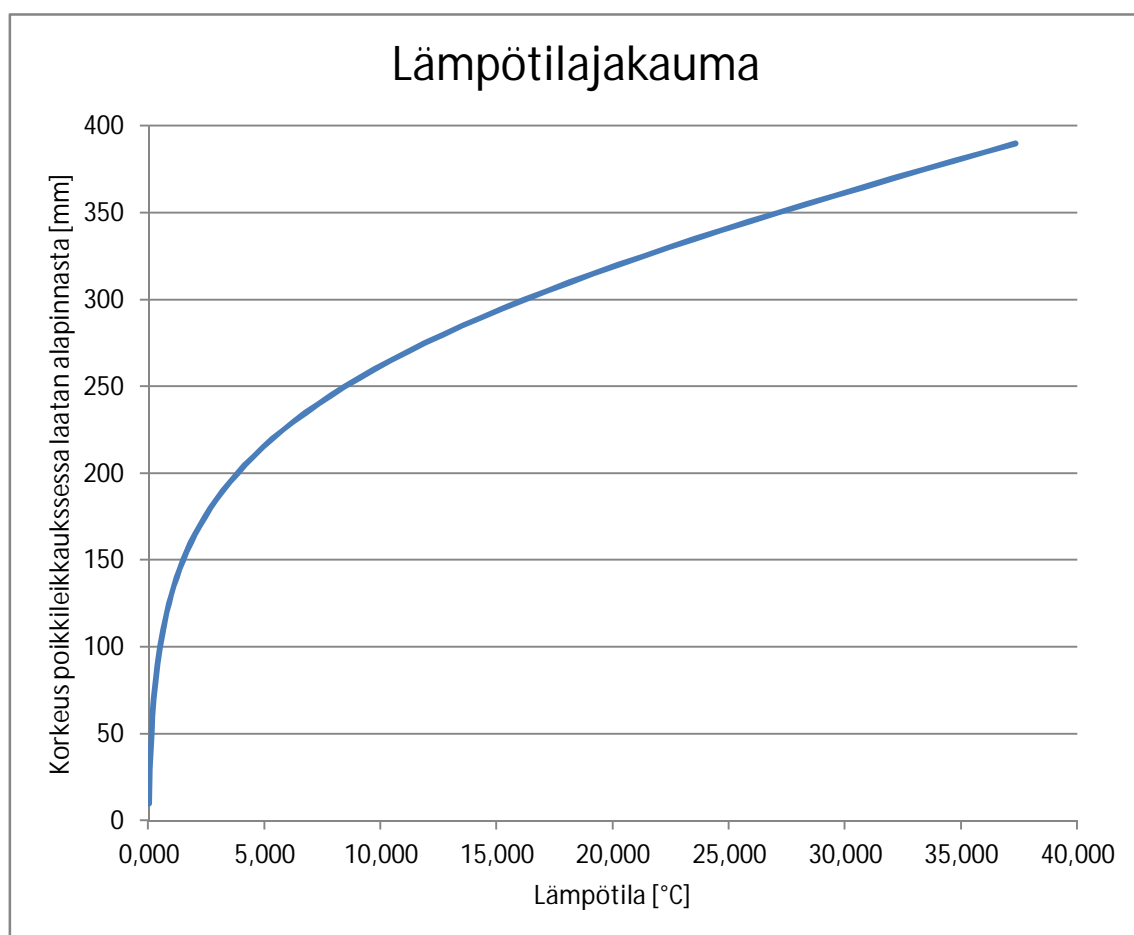
Lämmönjohtavuus

Ominaislämpökapasiteetti

Tiheys

t	7200 s
---	--------

Ajankohta kuormituksen alusta



Kuva L9.1. Lämpötilajakauma ajanhetkellä 2 h. Datapisteet on esitetty taulukossa L9.1.

Laskenta

k	1,0000 mm ² /s
---	---------------------------

Terminen diffuusiokerroin

Taulukko L9.1. Lämpötilat poikkileikkauksen eri pisteissä ajanhetkellä 2 h

x _i	Linear. osuus	Summalauseke, n								Lämpötila T _i [°C]
		1	2	3	4	5	6	7	8	
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
10	1,00	-1,28	0,34	-0,04	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,02
30	3,00	-3,81	0,98	-0,10	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,07
50	5,00	-6,25	1,52	-0,14	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,13
70	7,00	-8,53	1,92	-0,16	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,23
90	9,00	-10,61	2,13	-0,13	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,39
110	11,00	-12,42	2,13	-0,08	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,63
130	13,00	-13,93	1,92	-0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,98
150	15,00	-15,09	1,52	0,06	-0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	1,49
170	17,00	-15,88	0,98	0,12	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	2,21
190	19,00	-16,28	0,34	0,15	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	3,20
210	21,00	-16,28	-0,34	0,15	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	4,53
230	23,00	-15,88	-0,98	0,12	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	6,26
250	25,00	-15,09	-1,52	0,06	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	8,45
270	27,00	-13,93	-1,92	-0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	11,15
290	29,00	-12,42	-2,13	-0,08	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	14,37
310	31,00	-10,61	-2,13	-0,13	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	18,13
330	33,00	-8,53	-1,92	-0,16	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	22,39
350	35,00	-6,25	-1,52	-0,14	-0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	27,08
370	37,00	-3,81	-0,98	-0,10	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	32,10
390	39,00	-1,28	-0,34	-0,04	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	37,34
400	40,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	40,00

Lämpötilajakauman laskennan kaavat on esitetty artikkelissa Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete Frames Subjected to Thermal and Mechanical Loads (Vecchio F. J.) [17, s.5]

Taulukko L9.2. Lämpötilagradientin laskenta ajanhetkellä 2 h

Poikkileikkauksen jako h_i paksuisiin osiin				
T_i [°C]	h_i [mm]	x_i [mm]	$T_i h_i$	$T_i h_i x_i$
0,0208	20,0	190,0	0,4	79,1
0,0683	20,0	170,0	1,4	232,2
0,1344	20,0	150,0	2,7	403,3
0,2348	20,0	130,0	4,7	610,5
0,3896	20,0	110,0	7,8	857,2
0,6257	20,0	90,0	12,5	1126,2
0,9776	20,0	70,0	19,6	1368,6
1,4887	20,0	50,0	29,8	1488,7
2,2111	20,0	30,0	44,2	1326,7
3,2047	20,0	10,0	64,1	640,9
4,5338	20,0	10,0	90,7	906,8
6,2632	20,0	30,0	125,3	3757,9
8,4520	20,0	50,0	169,0	8452,0
11,1464	20,0	70,0	222,9	15605,0
14,3727	20,0	90,0	287,5	25870,8
18,1302	20,0	110,0	362,6	39886,4
22,3868	20,0	130,0	447,7	58205,6
27,0769	20,0	150,0	541,5	81230,7
32,1035	20,0	170,0	642,1	109151,9
37,3435	20,0	190,0	746,9	141905,1
Σh_i	400,00 mm			

Lämpötilagradientti (ΔT)	27,4 °C
------------------------------------	---------

Lämpötilagradientin ΔT laskennassa on käytetty kaavaa 4.38.

LIITE 10: VIRUMAN JA HALKEILUN VAIKUTUS SUORAKAI- TEEN MUOTOISEN TERÄSBETONIPOIKKILEIKKAUKSEN TAI- VUTUSJÄYKKYYTEEN, EC JA RAKMK

Viruman ja halkeilun vaikutus suorakaiteen muotoisen teräsbetonipoikkileikkauksen taivutusjäykkyyteen, EC2 ja RakMK

Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja - osa 1 by 211

Materiaaliominaisuudet

BETONILAATU :=

C30/37
C35/45
C40/50
C45/55

TERÄSLAATU :=

A400HW
A500HW
A600HW

Betonilaatu	fck	fckcube	fc	fctm	fctk005	fctk095	Ec
C30/37	30	37	38	2,896468	2,027528	3,8	32836,57

TERÄSLAATU	fyk	Es
A500HW	500	200000

$$E_{cm} := E_c \cdot MPa \quad E_s := E_s \cdot MPa$$

Poikkileikkauksen ominaisuudet

$$h := 400mm$$

Korkeus

$$b := 1000mm$$

Leveys

$$TW_1 := 16mm$$

$$n_1 := 6.6667$$

Vetorausitoituksen halkaisija ja määrä

$$TW_2 := 16mm$$

$$n_2 := 6.6667$$

Puristusraudoituksen halkaisija ja määrä

$$c_d := 35mm$$

Terästen peitepaksuus

Poikkileikkauksen rasitukset

$$M_d := 97.4kN \cdot m$$

Taivutusmomentti

$$N_d := 0kN$$

Normaalivoima (positiivinen arvo vetoa)

Ympäristön olosuhteet

$$RH := 100$$

Vallitseva suhteellinen kosteus (%)

$$t_0 := 28$$

Betonin ikä vuorokausina, kun kuormitus aloitetaan

$$t := 31$$

Betonin ikä vuorokausina tarkasteluajankohtana

$$k_\varphi := 1.233$$

arvo valittu lineaarisesti interpoloimalla taulukon arvoista

Betonin lämpötilan huomioon ottava virumaluvun kerroin (ks. viereinen taulukko) [4, s.16]

Taulukko K.2 Virumaluvun kertoimet, joiden avulla otetaan huomioon lämpötila, kun betoni lämmitetään ennen kuormitusta

Lämpötila (°C)	Virumaluvun kerroin
20	1,00
50	1,35
100	1,96
150	2,58
200	3,20

HUOM. Taulukon arvot on johdettu julkaisusta CEB Bulletin 208 ja ne ovat hyvin sopusoinnussa kertoimien kanssa, jotka saadaan laskemalla virumisen aktivoitumisenergian 8 kJ/mol perusteella.

Viruman vaikutus betonin kimmomoduuliin

$$u := 2 \cdot (b + h) = 2.8 \times 10^3 \cdot \text{mm}$$

$$\beta_{f,cm} := \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} = 2.725$$

$$\beta_{t0} := \frac{1}{0.1 + t_0^{0.20}} = 0.488$$

$$h_0 := \frac{\left(2 \cdot \frac{b}{m} \cdot \frac{h}{m}\right)}{\frac{u}{m}} \cdot 1000 = 285.714$$

$$\alpha_1 := \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0.7} = 0.944$$

$$\alpha_2 := \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0.2} = 0.984$$

$$\alpha_3 := \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0.5} = 0.96$$

$$\varphi_{RH} := \begin{cases} \left[1 + \frac{\left(1 - \frac{RH}{100}\right)}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0}}\right] & \text{if } f_{cm} \leq 35 \\ \left[1 + \frac{\left(1 - \frac{RH}{100}\right)}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_2\right] & \text{otherwise} \end{cases} = 0.984$$

$$\varphi_0 := \varphi_{RH} \cdot \beta_{f,cm} \cdot \beta_{t0} = 1.309$$

$$\beta_H := \begin{cases} \min\left[1.5 \cdot \left[1 + (0.012 \cdot RH)^{18}\right] \cdot h_0 + 250, 1500\right] & \text{if } f_{cm} \leq 35 \\ \min\left[1.5 \cdot \left[1 + (0.012 \cdot RH)^{18}\right] \cdot h_0 + 250 \cdot \alpha_3, 1500 \cdot \alpha_3\right] & \text{if } f_{cm} > 35 \end{cases}$$

$$\beta_H = 1.43957 \times 10^3$$

$$\beta_c := \left[\frac{(t - t_0)}{(\beta_H + t - t_0)}\right]^{0.3} = 0.157$$

$$\varphi := \varphi_0 \cdot \beta_c \cdot k_\varphi = 0.253$$

$$E_{c,eff} := \frac{E_c}{1 + \varphi} = 26202.316 \cdot \text{MPa}$$

Haihtumiselle alttiin piirin pituus poikkileikkauksessa

Kerroin, jonka avulla otetaan huomioon betonin lujuuden vaikutus nimelliseen virumalukuun [2, s.196].

Kerroin, jonka avulla otetaan huomioon betonin kuormittumisen alkamisajan vaikutus nimelliseen virumalukuun [2, s.196].

Poikkileikkauksen muunnettu paksuus [2, s.196]

Kertoimet, joiden avulla otetaan huomioon betonin lujuuden vaikutus [2, s.197].

Kerroin, jonka avulla otetaan huomioon suhteellisen kosteuden vaikutus nimelliseen virumalukuun [2, s.196].

Nimellinen virumaluku [2, s.196]

Kerroin, joka riippuu suhteellisesta kosteudesta ja poikkileikkauksen muunnetusta paksuudesta [2, s.197].

Kerroin, joka kuvaa virumisen kehittymistä ajan myötä kuormittumisen jälkeen [2, s.196].

Virumaluku [2, s.196 ja 4, s.16]

Betonin viruman huomioon ottava kimmokerroin [2, s.128]

Halkeilemattoman poikkileikkauksen taivutusjäykkyys

$$d_1 := h - c_d - \frac{TW_1}{2} = 357 \cdot \text{mm}$$

Vetorausdoituksen painopisteen etäisyys puristetusta reunasta

$$d_2 := c_d + \frac{TW_2}{2} = 43 \cdot \text{mm}$$

Puristusraudoituksen painopisteen etäisyys etäisyys puristetusta reunasta

$$A_{s1} := \frac{\pi \cdot TW_1^2}{4} \cdot n_1 = 1340 \cdot \text{mm}^2$$

Vetorausdoituksen pinta-ala

$$A_{s2} := \frac{\pi \cdot TW_2^2}{4} \cdot n_2 = 1340 \cdot \text{mm}^2$$

Puristusraudoituksen pinta-ala

$$\alpha_e := \frac{E_s}{E_c} = 6.091$$

Kimmomoduulien suhde

$$X_I := \frac{\frac{b \cdot h^2}{2} + (\alpha_e - 1) \cdot (A_{s1} \cdot d_1 + A_{s2} \cdot d_2)}{b \cdot h + (\alpha_e - 1) \cdot (A_{s1} + A_{s2})} = 200 \cdot \text{mm}$$

Poikkileikkauksen puristusvyöhykkeen korkeus halkeilemattomassa poikkileikkauksessa (by211, kaava 8/5.10)

$$I_I := \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot \left(\frac{h}{2} - X_I\right)^2 + (\alpha_e - 1) \cdot [A_{s1} \cdot (d_1 - X_I)^2 + A_{s2} \cdot (d_2 - X_I)^2] = 5.67 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$$

Neliömomentti halkeilemattomassa poikkileikkauksessa [26, s.205]

$$EI_I := E_{c,eff} \cdot I_I = 1.486 \times 10^{14} \cdot \text{N} \cdot \text{mm}^2$$

Taivutusjäykkyys halkeilemattomassa poikkileikkauksessa

Taivutusjäykkyys halkeaman kohdalla

$$X_{II} := \frac{1}{b} \cdot \left[\left[\alpha_e \cdot A_{s1} + (\alpha_e - 1) \cdot A_{s2} \right]^2 + 2 \cdot b \cdot \left[\alpha_e \cdot d_1 \cdot A_{s1} + (\alpha_e - 1) \cdot d_1 \cdot A_{s2} \right] \right]^{0.5} - \left[\alpha_e \cdot A_{s1} + (\alpha_e - 1) \cdot A_{s2} \right]$$

$$X_{II} = 89.54 \cdot \text{mm}$$

Poikkileikkauksen puristusvyöhykkeen korkeus haljenneessa poikkileikkauksessa [26, s.205]

$$I_{II} := \frac{b \cdot X_{II}^3}{3} + \alpha_e \cdot A_{s1} \cdot (d_1 - X_{II})^2 + (\alpha_e - 1) \cdot A_{s2} \cdot (d_2 - X_{II})^2 = 8.381 \times 10^8 \cdot \text{mm}^4$$

Neliömomentti halkeilemattomassa poikkileikkauksessa [26, s.206]

$$EI_{II} := E_{c,eff} \cdot I_{II} = 2.196 \times 10^{13} \cdot \text{N} \cdot \text{mm}^2$$

Taivutusjäykkyys halkeaman kohdalla

Halkeilleen poikkileikkauksen taivutusjäykkyys rasituksilla M ja N

$$\beta := \begin{matrix} 0.5 \\ 1.0 \end{matrix}$$

Kuormituksen keston kerroin [27, s.319]

$\beta = 1$ lyhytaikais kuormituksessa

$\beta = 0.5$ pitkäaikaikuormituksissa tai syklistä toistuvassa kuormituksessa

$$m_k := \begin{matrix} 2 \\ 3 \end{matrix}$$

Jakautumakertoimen kaavan potenssi [27, s.319]

Eurokoodi 2:ssa $m = 2$

Betoninormeissa $m = 3$

$$\varepsilon_{ct1} := 0.12 \cdot 10^{-3}$$

Betonin murtovenymä [27, s.323]

$$W_{el} := \frac{b \cdot h^2}{6} = 2.667 \times 10^7 \cdot \text{mm}^3$$

Kimmoteorian mukainen poikkileikkauksen taivutusvastus

$$M_{cr} := 5000 \cdot \sqrt{f_{ckcube}} \cdot \text{MPa} \cdot \varepsilon_{ct1} \cdot W_{el} = 97.324 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Halkeilumomentti [27, s.323]

$$z_{II} := d_1 - \frac{X_{II}}{3} = 327.153 \cdot \text{mm}$$

Sisäinen momenttivarsi [26, s.207]

$$\sigma_{sr} := \frac{M_{cr}}{z_{II} \cdot A_{s1}} = 221.936 \cdot \text{MPa}$$

Vetoterästen jännitys halkeamassa heti halkeaman syntymisen jälkeen [26, s.206]

$$\sigma_s := \frac{\frac{M_d}{z_{II}} + N_d}{A_{s1}} = 222.109 \cdot \text{MPa}$$

Vetoterästen jännitys halkeilleessa tilassa

$$\xi := \begin{cases} \left[1 - \beta \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^{m_k} \right] & \text{if } \sigma_s \geq \sigma_{sr} \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases} = 0.501$$

Jakautumakerroin [27, s.319]

$$EI_{ef} := \begin{cases} \frac{1}{\frac{\xi}{EI_{II}} + \frac{1-\xi}{EI_I}} & \text{if } m_k = 2 \\ \left[\xi \cdot EI_{II} + (1-\xi) \cdot EI_I \right] & \text{if } m_k = 3 \end{cases} = 3.822 \times 10^{13} \cdot \text{N} \cdot \text{mm}^2$$

Halkeilleen rakenteen tehollinen taivutusjäykkyys [27, s.319]

Autodesk Robot Structural Analysis

$$I_{robot} := \frac{b \cdot h^3}{12} = 5.333 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$$

Robotin käyttämä neliömomentti

$$EI_{robot} := I_{robot} \cdot E_c = 1.751 \times 10^{14} \cdot \text{N} \cdot \text{mm}^2$$

Robotin oletuksena käyttämä taivutusjäykkyys

$$\frac{EI_{ef}}{EI_{robot}} = 0.218$$

Halkeilleen rakenteen ja Robotin jäykkyyksien välinen suhde

LIITE 11: VIRUMAN JA HALKEILUN VAIKUTUS SUORAKAI- TEEN MUOTOISEN TERÄSBETONIPOIKKILEIKKAUKSEN TAI- VUTUSJÄYKKYYTEEN, ACI

American Concrete Institute, ACI 318M-05 ja ACI 349.1R-07

Materiaaliominaisuudet

BETONILAATU :=
C30/37
C35/45
C40/50
C45/55

TERÄSLAATU :=
A400HW
A500HW
A600HW

Betonilaatu	fck	fckcube	fcm	TERÄSLAATU	fyk	Es
C30/37	30	37	38	A500HW	500	200000

$$E_s := E_s \cdot \text{MPa} \quad f_{cd} := 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{1.5} = 17$$

$$\rho_c := 2300 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

Betonin tiheys

Poikkileikkauksen ominaisuudet

$$h := 400 \text{ mm}$$

Korkeus

$$b := 1000 \text{ mm}$$

Leveys

$$TW := 16 \text{ mm}$$

$$n := 6.6667$$

Vetorausdituksen halkaisija ja määrä

$$TW_p := 16 \text{ mm}$$

$$n_p := 6.6667$$

Puristusraudituksen halkaisija ja määrä

$$c_d := 35 \text{ mm}$$

Terästen peitepaksuus

Poikkileikkauksen rasitukset

$$M_a := 100 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Taivutusmomentti

Viruma

$$t_0 := 28$$

Betonin ikä kuormituksen alkaessa [vrk]

$$t := 10000$$

Aika betonin valamisesta [vrk]

Jälkihoito kastelulla
Jälkihoito höyryllä

Jälkihoidon tyyppi

Perus
Tarkka

Laskennan tarkkuus (perustapauksessa lähtötietoja RH, sslump, ψ ja α ei tarvitse syöttää)

$$RH := 100$$

Vallitseva suhteellinen kosteus

$$s_{slump} := 40$$

Tuoreen betonin painumakokeen tulos [mm]

$$\psi := 10$$

Hienon täyteaineen suhde kokonais täyteaineen määrään prosentteina
Betonin ilmamäärä prosentteina

$$\alpha := 7$$

$$E_{s, \text{alku}} := 0.043 \cdot \left(\frac{\rho_c}{\frac{\text{kg}}{\text{m}^3}} \right)^{1.5} \cdot \sqrt{f_{cm}} \text{ MPa} = 29238 \text{ MPa}$$

Betonin kimmomoduli ennen virumaa

$$A := b \cdot h = 400000 \cdot \text{mm}^2$$

$$S := 2 \cdot (b + h) = 2.8 \times 10^3 \cdot \text{mm}$$

$$f := 26 \cdot e^{\left(1.42 \cdot 10^{-2} \cdot \frac{A}{S} \cdot \frac{1}{\text{mm}}\right)} = 197.684$$

$$\gamma_{c, to} := \begin{cases} 1.25 \cdot t_0^{-0.118} & \text{if jälkihoito} = 1 \\ 1.13 \cdot t_0^{-0.094} & \text{if jälkihoito} = 2 \end{cases} = 0.844$$

$$\gamma_{c, RH} := \begin{cases} 1.27 - 0.67 \cdot \frac{RH}{100} & \text{if } RH \geq 40 \\ \min\left(1, 1.27 - 0.67 \cdot \frac{RH}{100}\right) & \text{otherwise} \end{cases} = 0.6$$

$$\gamma_{c, vs} := \frac{2}{3} \cdot \left[1 + 1.13 \cdot e^{-0.0213 \cdot \left(\frac{A}{S} \cdot \frac{1}{\text{mm}}\right)}\right] = 0.703$$

$$\gamma_{c, s} := 0.82 + 0.00264 \cdot s_{\text{slump}} = 0.926$$

$$\gamma_{c, \psi} := 0.88 + 0.0024 \cdot \psi = 0.904$$

$$\gamma_{sh, \alpha} := \min(1, 0.95 + 0.008 \cdot \alpha) = 1$$

$$\gamma_c := \begin{cases} (2.35 \cdot \gamma_{c, to} \cdot \gamma_{c, RH} \cdot \gamma_{c, vs} \cdot \gamma_{c, s} \cdot \gamma_{c, \psi} \cdot \gamma_{sh, \alpha}) & \text{if tarkkuus} = 2 \\ 2.35 & \text{if tarkkuus} = 1 \end{cases}$$

$$\gamma_c = 0.699$$

$$\varphi := \frac{t - t_0}{f + (t - t_0)} \cdot \gamma_c = 0.686$$

$$E_{c, eff} := \frac{E_c}{1 + \varphi} = 17344.82 \cdot \text{MPa}$$

Jäykkyyden laskenta

$$d := h - c_d - \frac{TW}{2} = 357 \cdot \text{mm}$$

$$d_p := c_d + \frac{TW_p}{2} = 43 \cdot \text{mm}$$

$$A_s := \frac{\pi \cdot TW^2}{4} \cdot n = 1340 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_p := \frac{\pi \cdot TW_p^2}{4} \cdot n_p = 1340 \cdot \text{mm}^2$$

Poikkileikkauksen pinta-ala

Poikkileikkauksen piiri

Poikkileikkauksen muodon huomioiva kerroin [25, s.17]

Betonin jälkihoidon kerroin [25, s.19]

Vallitsevan suhteellisen kosteuden kerroin [25, s.19]

Poikkileikkauksen koon kerroin [25, s.19]

Tuoreen betonin painumatestin kerroin [25, s.20]

Betonin hienoaineksen määrän kerroin [25, s.20]

Betonin huokoisuuden kerroin [25, s.18]

Virumaluvun maksimiarvo [25, s.19]

Virumaluku [25, s.19]

Tehollinen kimmomoduuli

Vetorausituksen painopisteen etäisyys puristetusta reunasta

Puristusraudituksen painopisteen etäisyys puristetusta reunasta

Vetorausituksen pinta-ala

Puristusraudituksen pinta-ala

$$\alpha_e := \frac{E_s}{E_c} = 6.84$$

Kimmomoduulien suhde

$$\rho := \frac{A_s}{b \cdot d} = 3.755 \times 10^{-3}$$

Vetorausdoitussuhde

$$\rho_p := \frac{A_p}{b \cdot d} = 0.004$$

Puristusraudoitussuhde

$$I_g := \frac{b \cdot h^3}{12} = 5.333 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$$

Halkeilemattoman poikkileikkauksen neliömomentti

$$j := \frac{h - 2 \cdot c_d - \frac{TW}{2} - \frac{TW_p}{2}}{d} = 0.88$$

Veto- ja puristusterästen massakeskiöiden välisen etäisyyden suhde arvoon d

$$k := \sqrt{(2 \cdot \rho_p \cdot \alpha_e + \rho \cdot \alpha_e)^2 + 2 \cdot \left[2 \cdot \rho_p \cdot \alpha_e \cdot \left(\frac{d_p}{d} \right) + \rho \cdot \alpha_e \right] - (2 \cdot \rho_p \cdot \alpha_e + \rho \cdot \alpha_e)} = 0.187$$

Poikkileikkauksen puristusvyöhykkeen korkeuden suhde arvoon d [13, s.18]

$$I_{cr} := 6 \cdot j \cdot k^2 \cdot I_g = 9.833 \times 10^8 \cdot \text{mm}^4$$

Neliömomentti halkeaman kohdalla [13, s.7]

$$y_t := \frac{h}{2} = 0.2 \text{ m}$$

Betonipoikkileikkauksen neutraaliakselin etäisyys vetopintaan (teräksiä ei huomioida)

$$f_r := 0.62 \cdot \sqrt{f_{cd}} \cdot \text{MPa} = 2.556 \cdot \text{MPa}$$

Betonin vetolujuus [28, s.112]

$$M_{cr} := \frac{f_r \cdot I_g}{y_t} = 68.169 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Halkeamamomentti [28, s.112]

$$I_e := \begin{cases} \left[\left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \cdot I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] \cdot I_{cr} \right] & \text{if } M_a > M_{cr} \\ I_g & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$I_e = 2.361 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$$

Halkeilleen rakenteen neliömomentti [28, s.112]

$$EI_{II} := E_{c,eff} \cdot I_e = 4.096 \times 10^{13} \cdot \text{N} \cdot \text{mm}^2$$

Halkeilleen rakenteen tehollinen taivutusjäykkyys

LIITE 12: BETONIN KUTISTUMASTA TERÄSBETONILAATTAAN AIHEUTUVAT PAKKOVOIMAT

SFS-EN 1992-1-1 ja BY 210

Symmetrinen rauditus ja poikkileikkaus

Materiaaliominaisuudet

BETONILAATU :=

C30/37
C35/45
C40/50
C45/55

TERÄSLAATU :=

A400HW
A500HW
A600HW

Betonilaatu	fck	fckcube	fcm	fctm	fctk005	fctk095	Ec
C30/37	30	37	38	2,896468	2,027528	3,8	32836,57

TERÄSLAATU	fyk	Es
A500HW	500	200000

$$E_c := E_c \cdot \text{MPa} \quad E_s := E_s \cdot \text{MPa} \quad f_{cm} := f_{cm} \cdot \text{MPa}$$

Poikkileikkauksen ominaisuudet (symmetrinen rauditus)

$$b := 400 \text{ mm}$$

Laatan paksuus

$$TW := 16 \text{ mm}$$

$$k := 150 \text{ mm}$$

Laatan rauditus (molemmissa pinnoissa)

Betonin vapaa kuivumiskutistuma

$$RH := 50$$

Ympäristön suhteellinen kosteus

$$\varphi := 0$$

Betonin tehollinen virumaluku kutistumisen suhteen

$\alpha_{ds1} :=$

3
4
5

Sementin tyypistä riippuva kerroin
3, kun sementti on S-tyyppiä
4, kun sementti on N-tyyppiä
5, kun sementti on R-tyyppiä
[2, s.198]

$\alpha_{ds2} :=$

0.13
0.12
0.11

Sementin tyypistä riippuva kerroin
0.13, kun sementti on S-tyyppiä
0.12, kun sementti on N-tyyppiä
0.11, kun sementti on R-tyyppiä
[2, s.198]

$$f_{cmo} := 10 \text{ MPa}$$

$$RH_0 := 100$$

$$E_{c,eff} := \frac{E_c}{1 + \varphi} = 32837 \cdot \text{MPa}$$

Tehollinen kimmomoduuli

$$\beta_{RH} := 1.55 \cdot \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right] = 1.356$$

[2, s.198]

$$\epsilon_{cd,0} := 0.85 \cdot \left[(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot e^{\left(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cmo}} \right)} \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} = 4.822 \times 10^{-4}$$

Kuivumiskutistuman perusyhtälö
[2, s.198]

Kutistumisesta laattaan aiheutuvat jännitykset

$$A_s := 2 \cdot \frac{\pi \cdot TW^2}{4} \cdot \frac{1000\text{mm}}{k} = 2681 \cdot \text{mm}^2$$

Raudoituksen pinta-ala

$$A_c := b \cdot 1000\text{mm} - A_s = 397319 \cdot \text{mm}^2$$

Poikkileikkauksen betonin pinta-ala

$$\rho := \frac{A_s}{A_c} = 6.747 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_e := \frac{E_s}{E_{c,\text{eff}}} = 6.091$$

$$\sigma_{ct} := \frac{-\epsilon_{cd,0} \cdot E_{c,\text{eff}}}{1 + \rho + \frac{1}{\alpha_e \cdot \rho}} = -0.625 \cdot \text{MPa}$$

Betonin jännitys (negatiivinen vetoa)
[27, s.349]

$$\sigma_s := \frac{-\sigma_{ct}}{\rho} = 92.641 \cdot \text{MPa}$$

Raudoituksen jännitys (positiivinen
puristusta) [27, s.349]

$$\epsilon_s := \frac{\sigma_s}{E_s} = 0.000463$$

Terästen venymä (positiivinen kutistumaa)

$$\epsilon_{\text{total}} := \epsilon_s = 0.000463$$

Koko poikkileikkauksen venymä (positiivinen
kutistumaa)